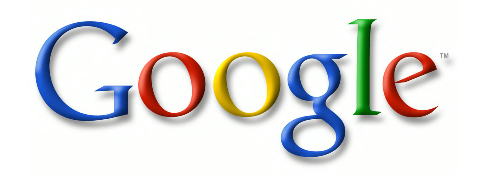






1837
ARTES
SCIENTIA
VERITAS
LIBRARY OF THE
UNIVERSITY OF MICHIGAN
SI QUAERIS PENINSULAM AMOENAM
CIRCUMSPICE
DEPARTMENT
OF
ENGINEERING





HANDBUCH FÜR EISENBETONBAU

HANDBUCH FÜR EISENBETONBAU

HANDBUCH

FÜR

EISENBETONBAU

IN VIER BÄNDEN

HERAUSGEGEBEN VON

DR. INGENIEUR F. VON EMPERGER

K. K. OBERBAURAT IN WIEN

VIERTER BAND

BAUAUSFÜHRUNGEN AUS DEM HOCHBAU UND BAUGESETZE



BERLIN 1909

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

BAUAUSFÜHRUNGEN AUS DEM HOCHBAU UND BAUGESETZE

VIERTER BAND DES HANDBUCHES FÜR EISENBETONBAU

DRITTER TEIL:

BESTIMMUNGEN FÜR DIE AUSFÜHRUNG VON EISENBETONBAUTEN
:: BAUUNFÄLLE ::

BEARBEITET VON

A. NATORP :: F. VON EMPERGER

MIT 179 TEXTABBILDUNGEN



BERLIN 1909
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

INHALTSVERZEICHNIS

XII. Kapitel. Bestimmungen für die Ausführung von Eisenbetonbauten.

XIII. Kapitel. Bauunfälle.

XII. Kapitel.

Bestimmungen für die Ausführung von Eisenbetonbauten.

Bearbeitet von **A. Natorp**, Regierungs- u. Baurat im Ministerium der öffentlichen Arbeiten in Berlin.

Der Versuch, die Ausführung der Eisenbetonbauten nach einheitlichen Vorschriften für ganze Landesteile zu regeln, ging zuerst von der Schweiz aus. Die einzelnen Sektionen des schweizerischen Ingenieur- und Architektenvereins hatten dazu entsprechende Vorschläge gemacht,[1] die dem Zentralkomitee Unterlagen für die „provisorischen Normen" vom Jahre 1903 boten. Professor Schüle hat dazu einen begleitenden Bericht verfaßt, in dem die einzelnen Vorschriften näher begründet werden.

In ähnlicher Weise begann man 1903 in Deutschland vorzugehen. Der Verband deutscher Architekten- und Igenieurvereine wählte in Gemeinschaft mit dem Deutschen Betonverein einen Ausschuß zur Beratung von Bestimmungen. Die von diesem Ausschuß entworfenen „Vorläufigen Leitsätze" von 1904 fanden die Zustimmung der genannten Verbände und werden in vielen deutschen Bundesstaaten noch gegenwärtig von den Behörden als maßgebend anerkannt. Die anfängliche Absicht, den Leitsätzen für ganz Deutschland amtliche Gültigkeit zu verschaffen, ist bislang nicht verwirklicht worden. Der im Jahre 1906 auf Veranlassung der Reichsbehörden berufene, aus Vertretern der Behörden, der Wissenschaft und Technik zusammengesetzte „Deutsche Ausschuß für Eisenbeton" hat aber die Aufgabe, auf Grund neuer Studien Vorschläge zu einheitlichen Vorschriften zu machen. Ein baldiger Abschluß dieser Studien ist nach Lage der Sache kaum zu erwarten.

Ebenfalls noch im Jahre 1903 hatte die preußische Staatsregierung Beratungen über den Erlaß von Bestimmungen veranlaßt. Bei der engen Fühlung der beteiligten Beamten mit dem von den Architekten- und Ingenieurvereinen und dem Betonverein berufenen Ausschuß konnten die Vorschläge dieses Ausschusses in vielen Punkten unmittelbare Verwendung finden, und daraus erklärt sich die große Übereinstimmung der „Vorläufigen Leitsätze" mit den „Bestimmungen" des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten von 1904. Diese waren nur für Hochbauten einschließlich aller Privatbauten maßgebend. Für die Eisenbahnbauten der preußischen Verwaltung erschienen am 21. Februar 1906 „Vorläufige Bestimmungen", die zwar zunächst nur für den Eisenbahndirektionsbezirk Berlin erlassen sind, aber wohl allgemein Anwendung finden. Die preußischen Bestimmungen für Hochbauten von 1904 wurden am 24. Mai 1907 durch neue ersetzt, die in wesentlichen Punkten, namentlich in den zulässigen Beanspruchungen von Eisen und Beton und in der für besondere Fälle vorgeschriebenen Berücksichtigung der Betonzugspannungen, von den früheren abweichen. Für die preußische Wasserbauverwaltung sind besondere Bestimmungen nicht erlassen, doch sind bis zum Erlaß solcher besonderen Vorschriften die für den Hochbau bestehenden Bestimmungen sinngemäß anzuwenden.

---

[1]) Beton u. Eisen 1903.

Von anderen deutschen Staaten ist bis jetzt nur **Württemberg** mit eigenen Bestimmungen, und zwar für die Staatseisenbahnen, im Februar 1909 hervorgetreten; sie dürfen wegen ihrer Gründlichkeit und Sachlichkeit eine besondere Beachtung in Anspruch nehmen.

In Frankreich hatte der Minister der öffentlichen Arbeiten 1903 eine große Kommission zur Beratung von Vorschriften berufen, die nach Anhörung mehrerer technischer Behörden und auf Grund eingehender Berichte der Einzelkommissionen am 20. Oktober 1906 unter dem Titel „Instructions relatives à l'emploi du Béton armé" vom französischen Ministerium der öffentlichen Arbeiten erlassen wurden. Über die Vorversuche und Verhandlungen erschien unter dem Titel „Expériences, rapports et propositions, instructions ministèrielles relatives à l'emploi du Béton armé" ein sehr ausführliches und schätzbares Werk, das allen, die sich an der Erforschung des Eisenbetons beteiligen, ein wertvoller Ratgeber ist.

In **Österreich** trat zuerst die k. k. Eisenbahnbaudirektion durch Erlaß vom 3. Juli 1903 mit provisorischen Normen für Eisenbeton hervor.[1]) Ihnen folgten im nächsten Jahre die Vorschriften der k. k. Militärbaudirektion, des steirischen Landesbauamts und anderer kleiner Behörden. Die Staatsbaubehörden, die sich heute im Ministerium der öffentlichen Arbeiten vereinigt finden, gaben erst im November 1907 Vorschriften für **Staatsbauten** heraus, und zwar getrennt für Hochbauten und Brücken, wobei in jeder einzelnen die Vorschriften für Stampfbeton und Eisenbeton zusammengefaßt wurden. Vor Herausgabe dieser Vorschriften wurden alle Beteiligten zu einer Verhandlung zusammenberufen, die jedoch nur beratenden Charakter hatte. Der österreichische Betonverein hat seine abweichenden Meinungen in den wichtigsten Punkten in einer Eingabe zusammengefaßt, deren Kürze nur dadurch möglich war, daß er sich auf diejenigen technisch und wirtschaftlich einschneidenden Punkte beschränkt hat, die strittig sind. Beim Erlaß der Vorschriften von 1907 ist eine Neuauflage binnen zwei Jahren in Aussicht gestellt worden.

In der **Schweiz** erließ am 15. Oktober 1906, wohl aus Anlaß der Schüleschen Versuche (Heft X des Jahrgangs 1906 der Mitteilungen der eidgenössischen Prüfungsanstalt am Polytechnikum in Zürich), das eidgenössische Post- und Eisenbahn-Departement „Provisorische Vorschriften über Bauten in armiertem Beton auf den schweizerischen Eisenbahnen", die von den „Provisorischen Normen" von 1903 hauptsächlich in der Mitberücksichtigung von Betonzugspannungen und in den zulässigen Beanspruchungen abweichen.

In **Italien** sind am 10. Januar 1907 durch das Ministerium der öffentlichen Arbeiten Vorschriften für alle Bauten, die von diesem Ministerium abhängen oder von ihm genehmigt oder unterstützt werden, erlassen worden. Über die Entstehung dieser Vorschriften ist in der Literatur nichts Näheres enthalten.

In **England** bestehen keine amtlichen Vorschriften. Doch berief 1905 das „Royal Institute of British Architects" eine Reihe von Sachverständigen zur Beratung von Vorschlägen, die dann 1907 in einem Bericht niedergelegt wurden.

Für **Dänemark** hat der dänische Ingenieurverein am 22. Mai 1908 Vorschriften mit dem Titel „Normer for Jaernbeton-Konstruktioner" herausgegeben, die vornehmlich für Hochbauten maßgebend sein sollen, aber sinngemäß auch auf andere Bauten Anwendung finden können. An ihrem Zustandekommen sind u. a. auch uns bekannte Fachmänner, wie Grut und Ostenfeld beteiligt.

---

[1]) Siehe Beton u. Eisen 1904, S. 27.

In den Staaten der nordamerikanischen Union fehlt es an einheitlichen Vorschriften; fast jede größere Stadt hat ihre eigenen Bestimmungen. Eine tabellarische Übersicht der wichtigsten Bestimmungen einiger Städte, entnommen der Zeitschrift „The Engineering Magazine" vom Dezember 1907, findet sich am Schluß. Für Washington, Pittsburg, Detroit, Cincinnati und New Orleans befinden sich Vorschriften erst in Vorbereitung.

Im nachfolgenden werden die Bestimmungen der Hauptländer je nach ihrer größeren oder geringeren Bedeutung im vollen Wortlaut oder in abgekürzter Form mitgeteilt. Eine am Schluß angefügte Tabelle möge zur leichteren Übersicht der in den wichtigsten Punkten bestehenden erheblichen Abweichungen dienen.

Übersicht über die hauptsächlichen Einzelbestimmungen der verschiedenen Länder.

1. Baustoffe.

Als Zement wird fast allgemein langsam bindender Portlandzement gefordert. Nur die französischen Bestimmungen lassen für Schüttbeton (Gegensatz zu Stampfbeton) auch rasch bindenden Zement zu. Der Zement soll überall den für die einzelnen Länder bestehenden Normen (vergl. die Tabellen im Beton-Kalender 1909, S. 168 u. f.), deren wichtigste Einzelheiten mehrfach in die Bestimmungen für Eisenbeton aufgenommen sind, entsprechen. Bemerkenswert sind die in verschiedenen Ländern geforderten Festigkeiten für die Mischung 1 : 3 nach 28 Tagen in kg/cm², nämlich

	Zugfestigkeit	Druckfestigkeit
in Deutschland	16	160
„ Österreich	18	180
„ der Schweiz . . .	22	220
„ Italien	20	220
„ England	17,5	

Über die Beschaffenheit der Zuschlagstoffe enthalten die österreichischen Bestimmungen eingehende Angaben betr. die Korngröße, die bei Sand nicht mehr als 7 mm betragen und bei Steinen so gewählt werden soll, daß sie durch ein Gitter von 30 mm Maschenweite hindurchgehen. England läßt als Sand Körner bis $6^1/_4$ mm, als Zuschläge Kies oder Steine von $6^1/_4$ bis 19 mm zu. In Italien wird als größte Steinstärke 5 cm zugelassen. Die württembergischen Vorschriften bezeichnen als Sand feines Gestein unter 7 mm, als Kiessand ein Gemenge von weniger als 10 mm und als Kies Steine von mehr als 7 mm Korngröße. Im übrigen begnügt man sich meist mit der Vorschrift, daß die Abmessungen der Zuschlagstoffe ein gutes Hindurchgehen des Betons zwischen den Eisenstäben, sowie zwischen diesen und der Schalung ermöglichen müssen.

Die österreichischen Vorschriften lassen die Auslegung zu, daß die Feststellung des Verhältnisses von gröberen und feineren Bestandteilen des Zuschlages, wenn letzterer Sand und Steinmaterial in natürlichem Gemenge enthält, ständig während der Bauausführung gefordert werden könne. Der österreichische Betonverein wünscht eine Ermäßigung dieser Forderung dahin, daß eine einmalige Feststellung des Verhältnisses von Kies und Sand in dem Gemenge und ein entsprechender Zusatz von Sand oder Schotter zur Erzielung des vorgeschriebenen Mischungsverhältnisses vor dem Baubeginn zulässig sein soll. Da die Zusammensetzung des Kiessandgemenges in ein und derselben Grube starken Schwankungen unterliegt, so wird eine Kontrolle

mittels Siebproben während der Ausführung wohl nicht ganz umgangen werden können. In dieser Beziehung sagen denn auch die vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton herausgegebenen Bestimmungen für Bauten aus Stampfbeton: „Kiessand und gemischter Steinschlag können in vielen Fällen in ungetrenntem Zustande verarbeitet werden. Es muß dann aber durch Siebproben bestimmt werden, in welchem Verhältnis zueinander Sand und Kies bezw. Steinschlag in dem Kiessand oder gemischten Steinschlag vorhanden sind. Durch entsprechenden Zusatz von Sand und Kies bezw. Steinschlag ist das vorgesehene Mischungsverhältnis herzustellen.“ Die vollständige Trennung des Kiessandes mittels Durchsiebens in Sand und Kies und die Herstellung des Betons nach dem im Mischungsverhältnis vorgesehenen Anteil wird jedoch für statisch hoch beanspruchte Bauteile oder bei sehr ungleichmäßiger Beschaffenheit des Kiessandes als das bessere Verfahren bezeichnet.

Über die Festigkeit der als Zuschlag dienenden Steine sind meist keine besonderen Vorschriften gemacht. Doch soll sie nach den österreichischen Bestimmungen mindestens 300 kg/cm² betragen. Nach den erwähnten deutschen Bestimmungen für Stampfbeton sollen die Zuschlagstoffe mindestens die gleiche Festigkeit besitzen wie der erhärtete Mörtel des Betons. Kesselschlacke, Lokomotivlösche, zerschlagene Hochofenschlacke u. dergl. werden dieser Anforderung in der Regel nicht entsprechen. Sie sind aber auch wegen des Gehaltes an Schwefel oder ungelöschten Kalkteilchen nicht unbedenklich. In den württembergischen Vorschriften wird das Auslesen der im Flußkiessand vorhandenen Kohlenteile gefordert. Eine besondere preußische Verordnung untersagt die Verwendung von Schlacke in solchen Fällen, wo sie mit Eisen in Berührung kommt oder wo zu befürchten ist, daß durch abgesprengte Beton- oder Deckenputzteile Menschen zu Schaden kommen könnten. Nach den englischen Vorschriften gewährt Kohlenschlacke als Zuschlag zum Beton den Vorzug größerer Feuerbeständigkeit; Schlackenbeton soll vom Feuer nur oberflächlich angegriffen werden, seine Tragfähigkeit nicht verlieren und wieder ausgebessert werden können. — Da Schlackenbeton im allgemeinen eine geringere Druckfestigkeit besitzt wie Kiesbeton, seine Verwendung bei Eisenbetonbauten in der Zugzone aber nicht unbedenklich ist, so scheint er nur in der Druckzone, und zwar dort am Platze, wo eine besondere Leichtigkeit der Konstruktion angestrebt wird und keine großen Nutzlasten auftreten.

Für die Beschaffenheit des Eisens sind meistens die auch für andere Baukonstruktionen üblichen Anforderungen maßgebend. Die deutschen Leitsätze fordern eine Zugfestigkeit von 3800 bis 4000, die italienischen Vorschriften 3600 bis 4500, die englischen 4220, die dänischen 3700 bis 4400 kg/cm². Eingehende Sonderanforderungen hinsichtlich der Dehnung, Querzusammenziehung, Elastizitätsgrenze und anderer Eigenschaften werden in den italienischen und englischen, z. T. auch in den dänischen Vorschriften erhoben. Mehrfach wird auch ein Unterschied zwischen Schweißeisen und Flußeisen (Stahl) gemacht; da Schweißeisen allgemein nur noch selten Verwendung findet, so erscheint eine solche Unterscheidung kaum erforderlich. Zweckmäßiger wäre vielleicht eine Unterscheidung in Handels- und Qualitätseisen.

2. Arbeitsvorgang.

Nach den meisten Bestimmungen soll das bei der Betonbereitung anzuwendende Mischungsverhältnis der Einzelbestandteile vor dem Baubeginn angegeben werden. Die Einhaltung eines bestimmten Mindestzuschlages von Zement ist in den preußischen und den französischen Bestimmungen nicht gefordert. Dagegen verlangen die deutschen Leitsätze das Verhältnis 1 : 3 für den im Beton enthaltenen Mörtel, die schweizerischen

Normen 300 kg Zement auf 1 m^3 fertigen Beton, die österreichischen Bestimmungen mindestens 280 kg Zement auf 1 m^3 Gemenge von Sand und Steinen. Hierbei ist nicht ersichtlich, ob das Gemenge im fertigen Beton oder in losem Zustande gemeint ist. In den Verhandlungen des österreichischen Betonvereins vom 26. Januar 1909, in denen eine große Zahl von Einwendungen gegen die österreichischen Bestimmungen erörtert wurden, spricht man sich überwiegend dahin aus, daß der Zementzuschlag in kg auf 1 m^3 fertigen Beton anzugeben sei. Nur v. Thullie meint, daß das Gemenge im fertigen Beton nicht kontrolliert werden könne und deshalb der Zementzuschlag zum losen Gemenge zuzumessen sei. — Die italienischen Bestimmungen schreiben 300 kg Zement auf 0,4 m^3 Sand und 0,8 m^3 Kies vor. Die englischen Vorschriften fordern nur eine derartige Bereitung des Mörtels, daß er die Hohlräume zwischen den Steinstücken gut ausfüllt und die geforderte Festigkeit zu erreichen gestattet, wobei ein Mörtel von 1 Teil Zement und 1 Teil Sand empfohlen wird. Auch die dänischen Vorschriften enthalten keine Angaben über das einzuhaltende Mischungsverhältnis.

Das Fehlen einer Angabe über den erforderlichen Mindestzuschlag von Zement in den preußischen und französischen Bestimmungen hält Mörsch für einen Mangel, da der Zement die sehr wichtige Aufgabe habe, das Eisen vor Rosten zu schützen, was nur bei entsprechender Menge geschehen könne. Über die Größe des zu diesem Zwecke erforderlichen Zementzuschlages fehlen aber bislang zuverlässige Angaben. Saliger hält mit Rücksicht auf Rostsicherheit magerere Mischungen als 1 : 6 (etwa 240 kg Zement) für Hochbauten und 1 : 5 (etwa 280 kg Zement) für der Witterung und sauren Gasen ausgesetzte Bauteile für unzulässig. Nach den Erläuterungen zu den württembergischen Vorschriften wird ein Mischungsverhältnis von 1 Teil Zement, 2 Teilen Sand, 2 Teilen Feinkies oder Feinschotter als am besten geeignet angesehen, da magerere Mischungen keine volle Gewähr für die gute Umschließung der Eisen bieten, fetterere aber nur wenig höhere Druckfestigkeit ergäben.

Abweichend von den meisten anderen Vorschriften fordern die preußischen Bestimmungen die Mischung des Betons nach Gewichtseinheiten als Regel. Wenn gleichwohl bei der Ausführung nach Hohlmaßen gemischt werden soll, so ist der Inhalt der Gefäße vorher so zu bestimmen, daß sein Gewicht dem vorgesehenen Mischungsverhältnis entspricht; dabei soll die Füllung der Gefäße zur Erzielung möglichst gleichmäßig dichter Lagerung in stets gleicher Weise bewirkt werden. Nach den österreichischen Bestimmungen ist nur für den Zement die Zumischung zum Beton nach Gewichtseinheiten gefordert, kann aber auch mit Hohlmaßen erfolgen, wobei eine Umrechnung von Gewichts- auf Raummengen mit dem spezifischen Gewicht von 1,4 vorzunehmen ist. Gegen die preußische Vorschrift macht Mörsch geltend, die Gewichtsbestimmung von Sand und Kies wechsle sehr nach dem Feuchtigkeitsgehalt, die Mischung nur nach Raumteilen sei auch nicht einwandfrei, da die Einzelstoffe sich locker oder fest in das Maßgefäß einfüllen ließen. Besser erscheine daher die französische und schweizerische Methode, den Zementzusatz in kg zum Kubikinhalt der Zuschlagstoffe anzugeben. Das Bedenken gegen die durch lockere oder feste Füllung der Maßgefäße entstehende Ungenauigkeit wird durch dieses Verfahren indessen nicht behoben.

Über die Verarbeitung des Betons enthalten namentlich die österreichischen Bestimmungen sehr eingehende und zweckmäßige Vorschriften. Beachtenswert ist die Bemerkung, daß zu Eisenbeton nur weicher (plastischer) Beton zu verwenden

sei; er soll zwar beim Stampfen weich werden, dabei aber immer noch stampfbar sein. Auch die württembergischen Vorschriften lassen nur weichen Beton zu, und zwar mit einem Wasserzusatz von 15 bis 18 vH. der Raumteile des Betons. Diese Vorschrift wird wohl nicht überall als berechtigt anerkannt werden. Man könnte dabei die im allgemeinen höhere Druckfestigkeit des erdfeuchten Betons gegenüber dem weichen nicht ausnutzen. Zur guten Umschließung der Eiseneinlagen wird allerdings plastischer Beton geeigneter sein als erdfeuchter, doch könnte letzterer sehr wohl in den auf Druck beanspruchten Teilen von Balken und in Säulen verwendet werden. Diese Ansicht vertritt auch Bosch in den Verhandlungen des österreichischen Betonvereins. Zweckmäßig wird daher, wie dies auch meist geschieht, die Größe des Wasserzusatzes zum Beton dem Ermessen des Unternehmers überlassen. — Wesentlich von dem Wassergehalt des Betons ist auch die zulässige Höhe der Stampfschichten abhängig; weicher Beton verträgt weniger Stampfarbeit, um sich nicht zu entmischen, darf aus dem gleichen Grunde nicht in zu dünnen Lagen gestampft werden. Die preußischen Bestimmungen gestatten 15 cm, die württembergischen 15 bis 20 cm (nach dem Stampfen), die österreichischen für erdfeuchten Beton 15, für plastischen 20 cm, die englischen nur 76 mm Dicke der Stampfschichten, die französischen 5 cm (nach dem Stampfen). Letztere beiden Zahlen deuten unbedingt auf die Verwendung sehr trockenen Betons hin.

Die Unterbrechung der Betonierungsarbeit ist nach den meisten Bestimmungen nur mit entsprechenden Vorkehrungen, die eine innige Verbindung des alten mit dem neu aufzubringenden Beton sichern, gestattet. Zweckmäßig erscheint die österreichische Bestimmung, daß bei unvermeidlicher Unterbrechung der Arbeit die Betonierung nur an solchen Stellen ausgesetzt werden dürfe, an denen der Beton nicht die volle zulässige Spannung erfährt. Vielleicht könnte einer Anregung Barkhausens entsprechend bei der Wahl der Unterbrechungsstellen auch auf die Richtung dieser Spannungen Rücksicht genommen werden.

Über die geringste Stärke, die der Beton einerseits zwischen den Eiseneinlagen, anderseits zwischen diesen und den Außenflächen des Betonkörpers haben soll, sind mehrfach bemerkenswerte Vorschriften gegeben. Die deutschen Leitsätze fordern überall wenigstens 1 cm, bei geringerer Stabdicke als 1 cm und wenn später Putz aufgetragen wird 0,5 cm, die preußischen Bestimmungen unterhalb der Eiseneinlagen in Balken 2 cm, in Platten 1 cm, die französischen Bestimmungen 1,5 bis 2 cm, die englischen in Balken 2,5 und in Decken 1,25 cm, für Bauten, bei denen die Feuersicherheit besonders in Betracht kommt, in Balken 3,8 bis 5 cm, in Decken 2,5 cm Betonstärke. Über die Betonbreite zwischen den Eisenstäben enthalten die Vorschriften nichts Bestimmtes; nur die württembergischen fordern mindestens 2 cm Abstand zwischen den Eisen. Dieser Abstand ist nicht allein von der Korngröße der Betonbestandteile, sondern wesentlich auch von statischen Rücksichten, nämlich von der Größe der im Beton auftretenden Schubkräfte abhängig. Heim hält einen Abstand zwischen den Eisen von 4 bis 5 cm, Saliger von 1,5 bis 2 cm untereinander und von der Oberfläche für wünschenswert, während Teischinger ihn von der auftretenden Schubkraft abhängig machen will (siehe Verhandlungen des österreichischen Betonvereins vom 26. Januar 1909).

Die Ausschalungsfristen sind sehr verschieden geregelt. Keine bestimmten Vorschriften bestehen in Frankreich; die Beseitigung der Schalungen und Stützen darf erfolgen, wenn der Beton hinreichende Tragfähigkeit erlangt hat. In den übrigen Ländern wird bezüglich der Ausschalungsfristen meist ein Unterschied zwischen

Schalungen von Stützen und den Seiten der Balken einerseits, von Deckenplatten anderseits und der Unterstützung von Balken gemacht. Die Fristen betragen:

	für Schalungen von Stützen	für Seitenschalungen der Balken	für Schalungen der Deckenplatten	für Stützen der Balken
nach den deutschen Leitsätzen	Wenige Tage	Wenige Tage	Wenige Tage	14 Tage
nach den preußischen Bestimmungen . .	8 Tage	8 Tage	8 Tage	3 Wochen
nach der württembergischen Vorschrift .	3 Tage	3 Tage	14 Tage	14 Tage
nach den österreichischen Bestimmungen .	?	4 Tage	4 Wochen	4 Wochen
nach den Schweizer Normen	20 Tage	—	—	—
bei Platten u. Trägern bis 3 m Länge .	—	—	10 Tage	10 Tage
bei Platten u. Trägern von 3 bis 6 m Länge	—	—	20 Tage	20 Tage
nach den italienischen Vorschriften (Decken bis 1,5 m Spannweite)	—	—	10 Tage	—
nach den englischen Vorschriften	8 Tage	8 Tage	—	—
Decken bei weniger als 1,22 m Spannweite	—	—	8 Tage	—
sonst	—	—	14 Tage	—
nach den dänischen Vorschriften	10 Tage	3 Tage	—	—
Platten bis zu 1,5 m Spannweite . . .	—	—	3 Tage	—
Platten u. Balken bis 3 m Spannweite .	—	—	—	10 Tage
bis 6 m Spannweite	—	—	—	20 Tage

Die hieraus ersichtlichen großen Verschiedenheiten werden wohl nicht als überall sachlich anzusehen sein; allzuweit gestreckte Fristen verzögern den Baufortschritt ungebührlich oder nötigen zur Vorhaltung übermäßig reichlichen Gerüstmaterials. Zweckmäßig erscheint die schweizerische Vorschrift, daß bei mehrgeschossigen Hochbauten das Ausschalen in der Reihenfolge von oben nach unten zu geschehen hat, da sie die Gefahr beseitigt, daß noch ungenügend erhärtete Decken die ganze Last der oberen Decken zu tragen bekommen und dadurch zum Einsturz gebracht werden. Ähnlich besagen die preußischen und die württembergischen Vorschriften, daß die Stützen der unteren Decken und Balken erst entfernt werden dürfen, wenn die Erhärtung der oberen so weit vorgeschritten ist, daß diese sich selbst zu tragen vermögen. Immerhin hat das lange Stehenlassen der unteren Stützen das Bedenken gegen sich, daß durch das Setzen der Beton- und Mauerstützen, die den Deckenbalken als Auflager dienen, während die provisorischen Stützen unter den Decken und Balken nicht nachgeben, ein Abreißen oder Abscheren der Balken an den Auflagern eintreten kann. Als ganz besonders hart wird vom österreichischen Betonverein die Bestimmung empfunden, daß vor Ablauf von vier Wochen nach Beendigung des Einstampfens die Tragwerke nicht durch irgendwelche nennenswerten Belastungen beansprucht werden dürfen.

Mehrfach findet sich die Bestimmung, daß die Betonbauwerke bis zur Ausrüstung feucht zu halten seien. Bei Decken und Balken dürfte die Feuchthaltung, solange sie eingerüstet sind, kaum oder doch nur an der Oberseite möglich sein; namentlich die Vermeidung von Schwindrissen an der Unterseite, die aus anderen Gründen sehr wünschenswert wäre, wird sich schwerlich erzielen lassen. — Frosteinwirkung wird nur insofern als in Betracht kommend angesehen, als sie die Erhärtung des Betons verzögert, daher nur eine Verlängerung der Einschalungsfrist um die Dauer der Frostzeit vorgeschrieben. Nur die italienischen Vorschriften

fordern, daß nach dem Wiederauftauen des Betons die ganze vorgeschriebene Ausschalungsfrist einzuhalten ist.

3. Überwachung.

a) Vor dem Baubeginn.

Nach den meisten Vorschriften sollen die Eigenschaften der einzelnen Betonbestandteile bei der Nachsuchung der Bauerlaubnis von dem Unternehmer angegeben werden; auch wird die Angabe des anzuwendenden Mischungsverhältnisses gefordert. Nur die französischen Bestimmungen und die schweizerischen Normen machen hiervon eine Ausnahme. Die Angabe, welche Druckfestigkeit des Betons mit den zu verwendenden Baustoffen bei der in Aussicht genommenen Mischung erzielt werden soll, wird in den deutschen Leitsätzen und in den preußischen Bestimmungen, auch, obwohl minder bestimmt, in den württembergischen Vorschriften gefordert. Zu beachten ist hierbei, daß es nach den preußischen und französischen Bestimmungen dem Unternehmer völlig überlassen ist, welche Druckfestigkeit er erzielen will; es wird nur gefordert, daß die Druckspannung im Bauwerk einen bestimmten Teil der Druckfestigkeit nicht überschreiten darf. Für die statische Berechnung der Bauwerke muß dann aber die Druckfestigkeit, die der Beton erreichen soll, vorher angegeben werden. Enthalten dagegen die Vorschriften die Forderung einer in jedem Fall einzuhaltenden Mindestdruckfestigkeit, so erübrigt sich eine nochmalige Angabe der Druckfestigkeit. Als zu gewährleistende Mindestdruckfestigkeit schreiben die deutschen Leitsätze und die württembergischen Vorschriften 180 bis 200 kg/cm², die österreichischen Bestimmungen 130 bis 170 kg/cm², je nach Mischungsverhältnis, die schweizerischen Normen 160 kg/cm², die italienischen Bestimmungen 150 kg/cm² beim Mischungsverhältnis 1 : 2 : 2, die englischen 170 kg/cm² beim Mischungsverhältnis 1 : 2 : 4 vor. Ob die gewährleistete Druckfestigkeit wirklich erzielt werden kann, soll nach den meisten Vorschriften vor dem Baubeginn an besonderen Probekörpern untersucht werden können. Hinsichtlich der Form und Größe dieser Probekörper und ihrer Erhärtungsdauer weichen die Vorschriften im einzelnen sehr voneinander ab. Würfelförmige Druckprobekörper werden in den deutschen Leitsätzen, den preußischen, württembergischen, österreichischen, französischen, schweizerischen, italienischen und englischen Bestimmungen gefordert. Als abweichende Formen sind außerdem zugelassen: in der Schweiz Prismen von 36 · 12 · 12 cm, in England Zylinder von 10 cm Durchmesser und Höhe. Die geforderte Größe der Würfelkörper ist sehr verschieden; die deutschen Leitsätze, die preußischen Bestimmungen und die württembergischen Vorschriften fordern 30 cm Seitenlänge, die schweizerischen 16 cm, die österreichischen und die französischen 20 cm, die italienischen 10 bis 15 cm, die englischen 10 cm. Für die schweizerischen Bundesbahnen ist eine bestimmte Größe der Probewürfel überhaupt nicht vorgeschrieben. Auch hinsichtlich der Zahl der für einen Versuch nötigen Probekörper besteht keine Übereinstimmung. In Österreich sollen von je 100 und bis 100 m³ Betonmasse eines Mischungsverhältnisses 6, in England für jede Probe wenigstens 4, bei den preußischen Eisenbahnen ebenfalls 4 Probekörper angefertigt werden. In den übrigen Ländern ist über die Zahl der Probekörper nichts bestimmt. Die vom deutschen Ausschuß für Eisenbeton herausgegebenen Bestimmungen für Druckversuche bei der Ausführung von Stampfbetonbauten wie auch die württembergischen Vorschriften fordern als Regel 3 Probekörper. Daß das Mittel der Einzelwerte als die festgestellte Druckfestigkeit anzusehen ist, gilt wohl als allgemeine Regel. Nur

die Bestimmungen für die preußischen Eisenbahnen bezeichnen den gefundenen kleinsten Einzelwert als maßgebende Festigkeitszahl.

Auch über die Erhärtungsdauer der Probekörper gehen die Anforderungen sehr auseinander. 28tägige Erhärtung fordern die deutschen Leitsätze, die preußischen, württembergischem, schweizerischen, italienischen und englischen, 6wöchige die österreichischen, 90tägige die französischen Bestimmungen. Daß die 28tägige Erhärtung nicht den größten vom Beton erreichbaren Festigkeitswert liefert, ist bekannt; für die Bedürfnisse der Praxis muß man sich aber mit einer kürzeren Erhärtungsfrist begnügen, und darum erscheint die in Frankreich geforderte 90tägige Frist zu lang bemessen.

Ebenso ist die Größe der Probekörper für die Beurteilung der Druckfestigkeit von Bedeutung; es ist bekannt, daß in kleineren Körpern die Druckfestigkeit sich bedeutend größer ergibt als in großen, weshalb man im allgemeinen großen Körpern den Vorzug geben wird; eine allzu bedeutende Steigerung der Abmessungen verbietet sich durch die Rücksicht auf die Schwierigkeit, Pressen von einer ein gewisses Maß überschreitenden Leistungsfähigkeit überall zur Verfügung zu haben. Mörsch hält Würfel von 30 cm Seite schon für zu groß und tritt für nur 20 cm Seitenlänge ein, weil eine derartige Abmessung den im Bau auftretenden Verhältnissen besser entspreche. Mag dies auch für plattenförmige Bauteile zutreffen, so wird man doch wegen der üblichen Stärke der Säulen größere Abmessungen für wünschenswert halten müssen.

Von großem Einfluß auf die zu erzielende Druckfestigkeit der Würfelkörper ist die Art der Herstellung, die Dicke der Stampfschichten, das Stampfverfahren, die Lagerung der Körper bis zur Untersuchung, die Richtung des Pressendrucks (parallel oder. rechtwinklig zur Stampfrichtung). Nur wenn hierbei nach bestimmten Regeln verfahren wird, lassen sich vergleichbare Ergebnisse erzielen. Für Deutschland bieten hierzu die vom deutschen Ausschuß für Eisenbeton herausgegebenen „Bestimmungen für Druckversuche bei der Ausführung von Bauten aus Stampfbeton" einen wertvollen Anhalt; sie sollen bis auf weiteres auch für Probekörper zu Eisenbetonbauten Anwendung finden. Dabei ist zu beachten, daß der bei Eisenbeton meistens zur Anwendung kommende weiche Beton in den dichten eisernen Formen eine geringere Festigkeit erhält als die gleiche Betonmasse, die durch die Holzschalung und deren Fugen Wasser verliert. Versuche, die den Unterschied in der Festigkeit von Probekörpern in eisernen und in Holzformen darlegen, sind bislang nicht bekannt geworden.

Aus Druckfestigkeitsermittlungen an Würfelkörpern lassen sich streng genommen nur Schlüsse auf die Druckfestigkeit der auf unmittelbaren Druck beanspruchten Bauteile ziehen. Die Druckfestigkeit in den auf Biegung beanspruchten Bauteilen ist zweifellos eine erheblich andere, und zwar höhere. Es ist daher nur folgerichtig, die Biegungsfestigkeit des Betons auf anderem Wege, und zwar durch Biegeversuche zu ermitteln, wie dies nach den Bestimmungen für die preußischen Eisenbahnen und nach den dänischen Bestimmungen zu geschehen hat. Bei den preußischen Eisenbahnbauten sollen vor der Ausführung für jede Betonsorte vier Betonbalken ohne Eiseneinlagen von 2 m Stützweite, 15 cm Breite und 30 cm Höhe frei aufgelagert und mit zwei Einzellasten bis zum Bruche belastet werden, wobei die auftretenden Spannungen nach der Formel $W = \frac{bh^2}{6}$ zu berechnen sind. Die dänischen Vorschriften fordern gleichfalls vor dem Baubeginn Belastungsversuche, aber mit drei bewehrten Balken von 2 m Länge, 1,80 m Lichtweite, 9 cm Breite und 6 cm Höhe

mit zwei Rundeisen von 7 mm Durchmesser an der Unterseite durch eine in der Mitte anzubringende Einzellast nach 28tägiger Erhärtung; die so ermittelte Biegungsdruckfestigkeit wird gleichzeitig zur Bestimmung der zulässigen Druckspannung bei reinem Druck verwendet. — Gegen die bei der preußischen Eisenbahnverwaltung vorgeschriebene Untersuchung unbewehrter Betonbalken wendet Melan ein, daß aus dem Verhalten unbewehrter Balken kein Schluß auf das der bewehrten Balken gezogen werden könne, weil trotz der Angriffe auf die Considèresche Ansicht von der Steigerung der Dehnung des Betons durch die Eiseneinlagen nicht anzunehmen sei, daß die Betonspannungen in beiden Fällen gleich groß seien. Jedenfalls kann man die aus der Formel $W = \frac{b\,h^2}{6}$ für den unbewehrten Beton gefundene Druck- oder Zugfestigkeit nicht unmittelbar für den bewehrten Betonbalken, dessen Widerstandsmoment durch die Mitwirkung der Eiseneinlage beträchtlich beeinflußt wird, verwerten. Besser erscheint in dieser Beziehung das dänische Verfahren. Dabei soll die Bruchlast in kg gleichzeitig die Druckfestigkeit des Betons in kg/cm² angeben. Damit nun diese Forderung erfüllt und gleichzeitig $M = \frac{Pl}{4} = W_b\,\sigma_b$ wird, muß $W_b = \frac{l}{4}$, oder da l bis Mitte der Balkenauflager 190 cm ist, $W_b = \frac{190}{4} = 47{,}5$ sein. Dies trifft für den angenommenen Querschnitt und die vorgesehene Bewehrung bei Nichtberücksichtigung der Betonzugspannungen mit $n = 15$ zu, denn es ergibt sich x zu 2,52 cm und W_b zu $9 \cdot \frac{2{,}52}{2}\left(5 - \frac{2{,}52}{3}\right) = 47{,}2$. Dabei ist allerdings das Eigengewicht des Balkens vernachlässigt; berücksichtigt man dieses, so erhöht sich die Betondruckspannung um etwa 12 kg. Das Verfahren ist einfach und auch insofern einwandfrei, als die Biegungsbruchspannung auf demselben rechnerischen Wege gefunden wird, der zur Ermittlung der im Bauwerk auftretenden Spannung dient. Freilich ist die Bewehrung mit 1,7 vH. des Nutzquerschnitts schon etwas reichlich, da aus wirtschaftlichen Gründen die Bewehrung meist viel geringer, und zwar bis zur Hälfte gewählt wird; bei stärkerer Bewehrung muß aber deren Einfluß auf die Dehnbarkeit des Betons viel kräftiger hervortreten als bei schwächerer.

Außer diesen Versuchen kann nach den preußischen sowie nach den württembergischen Bestimmungen bei noch unerprobter Bauweise ihre Zulassung von dem Ausfalle zuvoriger Probeausführungen und Belastungsversuche abhängig gemacht werden, wobei die Belastung bis zum Bruch durchzuführen ist. Eine ähnliche Bestimmung enthalten auch die deutschen Leitsätze, jedoch soll die Prüfung des Probebaustückes anscheinend während der Bauausführung erfolgen, was wohl mit dem Zweck dieser Prüfung nicht recht im Einklang steht. Auch die dänischen Bestimmungen fordern bei neuen Konstruktionsarten unter Umständen Bruchbelastungsproben.

b) Während der Ausführung.

Daß während der Ausführung alle Einzelheiten bei der Bereitung und Verarbeitung des Betons und alle Sicherheitsvorkehrungen in besonders sorgfältigem Maße überwacht werden müssen, ist bei der Natur der Eisenbetonbauten selbstverständlich, wird aber in einzelnen Vorschriften noch eigens betont; die Schweizer Normen weisen auch darauf hin, daß die plangemäße Anordnung der Bewehrung und ihre Querschnittsabmessungen kontrolliert werden sollten. Damit die Beschaffenheit des in der Verarbeitung begriffenen Betons darauf hin untersucht werden kann, ob er die gewährleistete oder zu fordernde Festigkeit erreicht, ist vielfach

vorgeschrieben, daß während der Ausführung Würfelproben zu entnehmen seien. Nach den deutschen Leitsätzen kann diese Feststellung durch Prüfung auf der Druckpresse an Würfelkörpern erfolgen, die aus dem an der Baustelle zur Verwendung kommenden Beton herzustellen sind, oder auch durch Beibringung von Prüfungszeugnissen über Festigkeitsproben mit Teilen des Baustoffs. Nach den preußischen Bestimmungen können die Eigenschaften der in der Verarbeitung begriffenen Baustoffe durch eine amtliche Versuchsanstalt festgestellt, auch Festigkeitsprüfungen des aus ihnen hergestellten Betons gefordert werden. Druckversuche an Betonwürfeln während der Ausführung fordern auch die württembergischen, österreichischen, schweizerischen, italienischen und englischen Bestimmungen. Bemerkenswert ist in den italienischen, daß ein Beton zu beanstanden ist, dessen Würfelfestigkeit nach 28tägiger Erhärtung um 10 vH. geringer ist als die gewährleistete. Ähnlich soll nach den österreichischen Bestimmungen die Würfelfestigkeit nicht um mehr als 20 vH. unter der geforderten bleiben. — Die 28tägige Erhärtungsdauer ist insofern etwas zu lang bemessen, als inzwischen der Bau so weit fortgeschritten sein wird, daß eine Beanstandung des wirklich verwendeten Betons kaum noch Erfolg haben kann. Indessen gestattet die Druckfestigkeit der 7 Tage alten Körper schon einen ziemlich sicheren Schluß auf die der 28 Tage alten; nach Burchartz (Bd. II, S. 65 dieses Handbuchs) kann die Festigkeit des Betons bei 28 Tagen etwa das $1^1/_2$fache der 7 Tage-Festigkeit betragen.

Auch während der Ausführung kann nach den dänischen Vorschriften die Anfertigung der oben erwähnten Probebalken, und zwar bis zu 3 Stück oder bei größeren Bauten mehr, gefordert werden.

c) Nach Beendigung der Arbeiten.

In sämtlichen Bestimmungen wird die Vornahme von Probebelastungen mit den fertigen Bauteilen empfohlen. Unbedingt, also für jeden Fall, werden sie in Frankreich sowie bei Brücken und bei Decken im Inneren von Gebäuden der schweizerischen Bundesbahnen gefordert. Die deutschen Leitsätze, die preußischen, württembergischen und österreichischen Bestimmungen, die Schweizer Normen, die italienischen, englischen und dänischen Vorschriften fordern sie nur in Einzelfällen, besonders wenn gegen die tadellose Ausführung erhebliche Bedenken obwalten. Über die Einzelheiten der Probebelastungen bestehen große Verschiedenheiten. In Österreich sind auf Verlangen Probebelastungen des ganzen Tragwerks sowie Belastungs- und stichprobenweise Bruchproben einzelner Tragwerkteile vorzunehmen. In den übrigen Ländern sind nur Probebelastungen einzelner Bauteile mit mäßigen Belastungen vorgesehen. Die aufzubringenden Probelasten sollen betragen:

nach den deutschen Leitsätzen . .	$0{,}8\,g + 1{,}8\,p$ bei Nutzlasten bis 1000 kg/m²
nach den preußischen Bestimmungen	$0{,}5\,g + 1{,}5\,p$ „ „ „ „ „
nach den preuß. Eisenbahnvorschriften	1,1 bis 1,6 der Nutzlast
nach den württemberg. Vorschriften	$1{,}5\,p$
nach den österreich. Bestimmungen	$1{,}5\,p$ + ständige Last außer Eigenlast
nach den schweizerischen Normen .	$1{,}5\,p$
nach den schweizerischen Eisenbahnvorschriften	$1{,}0\,p$
nach den italienischen Bestimmungen	$1{,}0\,p$
nach den französischen „ .	$1{,}0\,p$ bei Decken
nach den englischen „ .	$1{,}5\,p$
nach den dänischen „ .	$1{,}5\,p$

Mehrfach ist auch Teilbelastung eines Feldes zugelassen, so in den preußischen Bestimmungen, wonach die Belastung eines Streifens von einer einem Drittel der Spannweite entsprechenden Breite mit $g + 2p$ erfolgen kann. Nach den württembergischen Vorschriften ist die Breite des Deckenfeldes bei Teilbelastung ebenfalls zu $^1/_3$ der Spannweite anzunehmen, der Streifen aber mit $0{,}5\,g + 1{,}5\,p$ zu belasten. Nach den italienischen Bestimmungen soll bei teilweiser Belastung die aufzubringende Last nicht mehr als das Doppelte der Nutzlast betragen. — Bis zum dreifachen Betrage der Nutzlast soll die Auflast nach den dänischen Bestimmungen gesteigert werden, wenn die Konstruktion durch Ausführungsfehler gelitten hat oder die Probebalken nicht die vorausgesetzte Festigkeit ergeben haben. Die in Österreich für besondere Fälle geforderte Bruchbelastung soll mindestens das $3^1/_2$ fache der in der statischen Berechnung angegebenen bleibenden Last und Nutzlast nach Abzug des einfachen Eigengewichts des Bauteils ergeben.

Sehr zweckmäßig erscheint die englische Bestimmung, daß die Probebelastung in keinem Teile der Bewehrung Anstrengungen hervorrufen dürfe, die $^1/_3$ derjenigen an der Elastizitätsgrenze überschreiten. Aber im fertigen Bauteil ist selbst das Auftreten von Zugrissen, gegen die der Beton nur geringe Sicherheit gewährt, unerwünscht. Daher sollte eine zu weitgehende Belastung, wie sie die deutschen Leitsätze, die preußischen und die württembergischen Bestimmungen durch die Forderung einer die Eigenlast übersteigenden Auflast herbeiführen können, unterbleiben; Barkhausen bemerkt dazu wohl nicht mit Unrecht, daß die Eigenlast im Gebrauchsfalle keiner unerlaubten Steigerung fähig sei. Auch die sonst nicht wiederkehrende Vorschrift in den preußischen Bestimmungen, daß bei Stützenbelastung ein ungleichmäßiges Setzen der Bauteile und eine das zulässige Maß überschreitende Belastung des Untergrundes zu verhüten sei, erscheint beachtenswert.

Als Fristen, die zwischen der Fertigstellung der Bauteile und der Probebelastung liegen sollen, fordern die deutschen Leitsätze, die preußischen und die württembergischen Bestimmungen 45 Tage, die österreichischen 6 Wochen, die Schweizer Normen 45 Tage, die französischen Bestimmungen bei großen Bauwerken 90, bei kleineren 45 und bei Decken 30 Tage, die italienischen 60 Tage, die englischen 2 Monate, die dänischen 45 Tage. Die Fristen hängen z. T. von der Höhe der Probelasten ab und müssen jedenfalls so reichlich bemessen werden, daß eine erhebliche Beschädigung des Bauwerks, möglichst auch das Auftreten von Zugrissen vermieden wird. Anderseits darf aber durch die Probebelastung die Abnahme der Bauten nicht zu lange verzögert werden.

Über die Verwertung des Ergebnisses der Probebelastungen zur Beurteilung der Tragfähigkeit besagen die deutschen Leitsätze und ähnlich die württembergischen Vorschriften, daß keine nennenswerten bleibenden Formänderungen entstehen dürfen, eine möglichst genaue Ermittlung der Einsenkungen in den einzelnen Belastungsabschnitten anzustreben sei. Die preußischen Bestimmungen überlassen es dem Urteil des abnehmenden Beamten, welche Schlüsse er aus den Belastungsergebnissen ziehen will, da in dieser Beziehung keinerlei Bestimmung getroffen wird. Nach den österreichischen Bestimmungen dürfen bei der Probebelastung keine Risse oder bleibende Formänderungen eintreten. Bosch hält die Forderung, daß keinerlei Risse auftreten dürfen, für zu weitgehend, da Haarrisse bei jedem Betonbauwerk aufträten. Die schweizerischen Normen fordern eine möglichst genaue Ermittlung der Einsenkungen in den einzelnen Belastungsabschnitten, die provisorischen Vorschriften für die Bundesbahnen auch dies nicht. Nach den französischen Bestimmungen sind die zu erwartenden Durchbiegungen zu berechnen und schon in

dem Erlaubnisgesuch anzugeben; die tatsächlich eintretenden und mit der Berechnung zu vergleichenden Durchbiegungen sollen sich während 24stündiger Ruhe unter der Probelast nach 15 Stunden nicht mehr vergrößern. In Italien sollen die bleibenden Durchbiegungen nicht mehr als 30 vH. der Gesamtdurchbiegungen und bei ganz oder teilweise eingespannten Decken nicht mehr als $^1/_{1000}$ der Spannweite betragen. Die englischen Bestimmungen enthalten keinerlei Angabe über die Bewertung der Probebelastungen; die dänischen besagen, daß die Belastung 24 Stunden auf dem Bauteil belassen werden soll, daß während des letzten Drittels dieser Zeit keine Durchbiegungsvergrößerung eintreten und daß sich im ganzen keine wesentliche bleibende Formänderung einstellen darf. — Da die Berechnung der Durchbiegungen nach unserer derzeitigen Kenntnis nicht einwandfrei ausgeführt werden kann, so erscheinen bestimmte Angaben über das zulässige Maß der Durchbiegungen bei Probebelastungen wenig am Platze. Die Probebelastungen können aber immer für den Fortschritt unserer Erkenntnis Wert erlangen, wenn die Durchbiegungen möglichst genau und nach wissenschaftlichen Grundsätzen untersucht werden; diese Untersuchungen können dann auch zu genaueren Vorschriften die nötigen Unterlagen bieten. Mit Recht empfehlen die französischen Vorschriften, die Probebelastungen nicht allein zur Feststellung der Einhaltung der gestellten Bedingungen, sondern besonders auch zur Vornahme solcher Untersuchungen, die für die Bauwissenschaft von Bedeutung sind, zu benutzen.

Die preußischen Bestimmungen enthalten auch die sonst nicht wiederkehrende Anweisung, in Zweifelfällen die Festigkeit des Betons an Probekörpern, die dem fertigen Bauteile zu entnehmen sind, zu ermitteln. So sehr die Wahrscheinlichkeit dafür spricht, daß die Betonfestigkeit im Bauwerk von der Festigkeit der Probewürfel mehr oder weniger stark abweicht, und so wünschenswert derartige Versuche daher sind, so werden sich solche Probekörper doch schwer ohne Beschädigung der Körper selbst heraustrennen lassen, wie auch größere Verletzungen des betreffenden Bauteils damit verbunden sein können. Welche Ergebnisse bei derartigen Versuchen erzielt worden sind, ist bislang nicht bekannt geworden.

4. Berechnung.

a) Eigengewicht.

Das Eigengewicht des Eisenbetons soll nach den meisten Bestimmungen zu 2400 kg/m³ angenommen werden; nur die italienischen Vorschriften geben es zu 2500 kg an. Die übrigen als ständige Last anzusehenden Konstruktionsteile müssen nach üblichen Annahmen ermittelt werden, wozu den österreichischen Bestimmungen eine ausführliche Tabelle beigegeben ist.

b) Zufällige Last.

Im allgemeinen sind die Annahmen für die zufällige Last aus Sonderbestimmungen der einzelnen Länder zu entnehmen. Von Interesse ist jedoch die vielfach geforderte Ansetzung von Zuschlägen zu den Nutzlasten. So fordern die deutschen Leitsätze für etwaige Stoßwirkungen die sonst üblichen Zuschläge zu den Verkehrslasten, die preußischen Bestimmungen für Bauteile, die stärkeren Erschütterungen oder stark wechselnder Belastung ausgesetzt sind, 50 vH., für Belastungen mit starken Stößen 100 vH. Zuschlag. Nach den österreichischen Bestimmungen sind für Bauteile, bei denen Erschütterungen auftreten, 30 vH., bei starken Stößen 50 vH. Zuschlag anzusetzen. Die schweizerischen Normen begnügen sich mit der Bemerkung, daß bei

der Wahl der zufälligen Belastung eine allfällige Stoßwirkung zu berücksichtigen ist; die Vorschriften für die schweizerischen Eisenbahnen verlangen bei Hochbauten, die starken Stößen oder Erschütterungen ausgesetzt sind, 50 vH. Zuschlag. In Italien sind etwaige dynamische Einwirkungen durch einen Zuschlag von 25 vH., in besonderen Fällen auch um mehr zu berücksichtigen. Die englischen Vorschriften entsprechen in diesem Punkte fast genau den preußischen, die dänischen fordern keine Zuschläge. In abweichender Weise wird die Wirkung von Erschütterungen und Stößen in den französischen Bestimmungen berücksichtigt. Sie verlangen nicht einen Zuschlag zur Nutzlast, sondern eine Herabminderung der zuzulassenden Spannungen. Bei stark wechselnden Belastungen sollen die Spannungen entsprechend der Größe des Belastungswechsels, jedoch um nicht mehr als 25 vH. herabgesetzt werden; ähnliche Ermäßigungen der Spannungen sollen eintreten, wenn die Bauteile ungünstigen Einwirkungen unterliegen, denen die statische Untersuchung nicht Rechnung trägt, wie Bauteile unmittelbar unter Eisenbahnschienen. Beachtenswert ist in diesem Punkte auch die württembergische Verordnung, da sie ebenfalls keine Zuschläge zur Belastung, sondern eine Herabminderung der Spannungen fordert, für die bestimmte Größtwerte angegeben sind; so soll die Druckspannung des Betons bei Biegung in Bauteilen mit geringen Erschütterungen 40, in solchen mit starken Erschütterungen dagegen 30 kg/cm^2 nicht übersteigen. — Wie ersichtlich, fordern die preußischen Bestimmungen die höchsten Zuschläge. Da ausreichende Erfahrungen über die Wirkung von Erschütterungen auf Eisenbetonbauten noch nicht gemacht sind, auch in dieser Richtung gehende Versuche nur in geringer Zahl vorliegen, so wird man einstweilen mit höheren Zuschlägen rechnen dürfen, als bei anderen Konstruktionen üblich ist. Mörsch meint, eine Ermäßigung der Zuschläge könne wohl bei kontinuierlichen Decken eintreten, da diese ohnehin nach der ungünstigsten Lastverteilung berechnet würden; immerhin ist bei dieser Berechnungsart nicht die noch ungünstigere Möglichkeit, daß ein Deckenfeld mit dem doppelten Betrage der angenommenen zufälligen Last belastet sein kann, während das Nachbarfeld unbelastet ist, was z. B. bei Lagerhäusern leicht vorkommen kann, nicht berücksichtigt.

c) Angriffsmomente.

Die meisten Bestimmungen enthalten zunächst eine genauere Erklärung des Begriffs Stützweite, wobei unterschieden wird zwischen frei aufliegenden Decken, frei aufliegenden Balken und kontinuierlichen Balken und Platten. Bei frei aufliegenden Decken soll nach den deutschen Leitsätzen die Freilänge zuzüglich der Deckendicke in der Mitte als Stützweite gelten. Das gleiche besagen auch die preußischen und die württembergischen Bestimmungen. In den österreichischen wird die Entfernung von Mitte zu Mitte der Auflagerlängen als Stützweite bezeichnet. Die englischen Bestimmungen entsprechen den deutschen, nach den dänischen ist die Stützweite der Platten gleich der Lichtweite. — Bei frei aufliegenden Balken gilt nach den deutschen Leitsätzen, den preußischen, österreichischen, englischen und dänischen Bestimmungen die freie Länge zuzüglich der einfachen Auflagerlänge als Stützweite. Barkhausen bemängelt diese Bestimmung als lästig, da die erforderliche Auflagerlänge nur aus einer Berechnung gefunden werden könne, bei der nicht von der zulässigen Beanspruchung des Auflagers allein ausgegangen werden könne, sondern besonders auch auf die inneren Spannungen im Balkenende Rücksicht zu nehmen sei. Indessen wird man sich wohl in den meisten Fällen mit einer annähernden Annahme der nötigen Auflagerlänge begnügen können. — Bei kontinuierlichen Platten und Balken gilt allgemein die Entfernung von Mitte zu Mitte der Auflager als Stützweite. Hiergegen wendet

sich der Österreichische Betonverein mit der Begründung, daß nach dieser Vorschrift Balken in mehrgeschossigen Gebäuden, die über aufeinanderstehenden Stützen durchlaufen, trotz der nach unten zunehmenden Stärke der Stützen und der sich verringernden Spannweite bei gleicher Nutzlast in den unteren Geschossen dieselbe Stärke erhalten müßten wie in den oberen. Auch die Vorschrift betreffend die als Stützweite beiderseits aufliegender Balken anzusehende, um eine Auflagerlänge vermehrte Freilänge wird angefochten, weil bei entsprechender Belastung der Balken sich vom Auflager sichtbar abhebe und nahezu auf der Kante aufliege; die Vorschrift verleite auch in nicht zu billigender Weise zur Annahme möglichst geringer Auflagerlängen. Es wird gewünscht, daß der Berechnung ausschließlich die lichte Spannweite zugrunde gelegt werde. Diese Frage hat in der Verhandlung des Österreichischen Betonvereins zu eingehenden Erörterungen geführt; die Herren Saliger, Teischinger und Kirsch sprechen sich gegen die Annahme der lichten Spannweite als Stützweite aus, v. Thullie möchte eine Auflagerlänge von 8 bis 15 cm hinzurechnen, Bosch überall, wenn l die Lichtweite ist, mit $\frac{pl^2}{8}$, wenn aber l die Stützweite ist und Einspannung nachgewiesen wird, mit $\frac{pl^2}{10}$ rechnen. Bei Berechnung durchgehender Balken nach dem üblichen Verfahren wird man indessen die Entfernung von Mitte zu Mitte der Auflager als Stützweite festhalten müssen. Der Betonverein schlägt denn auch weiterhin vor, von der Kontinuität überhaupt abzusehen, worauf unten noch näher einzugehen ist.

Hinsichtlich der Berechnung der Angriffsmomente kontinuierlicher Deckenplatten und Balken machen einige Vorschriften besondere Angaben. Die württembergischen Vorschriften fordern die Anwendung der für kontinuierliche Balken üblichen Formeln und lassen die sonst vielfach übliche Annäherungsrechnung nicht zu. Die deutschen Leitsätze gestatten, wenn eine Berechnung auf Kontinuität nicht vorgenommen wird, eine Kontinuität aber tatsächlich vorhanden ist, die Annahme des Momentes $\frac{pl^2}{10}$ in der Mitte und $\frac{pl^2}{8}$ auf den Stützen. Die preußischen Bestimmungen besagen im wesentlichen dasselbe, lassen aber eine Berechnung auf Kontinuität überhaupt nur zu, wenn Platten und Balken überall auf festen, in einer Ebene liegenden Stützen oder auf Eisenbetonbalken aufliegen. Auch die Schweizer Normen gestatten die Annäherungsberechnung mit $\frac{pl^2}{10}$ für die Feldmitten, jedoch an den Auflagern mit $\frac{pl^2}{16}$; volle Kontinuität darf nur für die Bemessung der Auflagerquerschnitte angenommen, in Trägermitte das Moment für freie Auflagerung nur unter Berücksichtigung von $^2/_3$ der Auflagermomente für Kontinuität reduziert werden (z. B. soll beim gleichmäßig belasteten Balken über drei gleich weiten Öffnungen das Feldmoment im Mittelfeld für Nutzlast nicht zu $0{,}075\,pl^2$, sondern zu $\frac{pl^2}{8} - \frac{2}{3} \cdot 0{,}11667\,pl^2 = 0{,}117\,pl^2$ angenommen werden). Die österreichische Vorschrift läßt die Annäherungsberechnung für kontinuierliche Tragwerke nicht zu, sie gestattet aber die genaue Berechnung auf Kontinuität, wobei jedoch, wenn die Tragwerke auf elastisch nachgiebigen, mit dem Tragwerk fest verbundenen Stützen aufruhen, die Formänderung der Stützen infolge der Wirkung der äußeren Kräfte berücksichtigt werden soll. Mörsch macht wohl mit Recht hiergegen geltend, daß die Berechnung der Stützen auf Formänderung schwierig und unnötig sei, namentlich wenn die Stützen in Trägerrippen beständen.

Die italienischen Vorschriften gestatten ähnlich wie die schweizerischen Normen bei kontinuierlichen Tragwerken die Annäherungsberechnung mit $\frac{pl^2}{10}$ für das Feldmoment; ebenso wie dort soll das Feldmoment unter der Voraussetzung berechnet werden, daß über den Stützen nur $^2/_3$ des vorher berechneten Momentes vorhanden sind. Die englischen Vorschriften lassen bei vollkommener Kontinuität in Feldmitte $\frac{pl^2}{24}$, über den Stützen $\frac{pl^2}{12}$, bei unvollkommener Kontinuität in Feldmitte $\frac{pl^2}{12}$, über den Stützen ein der Wirksamkeit der Befestigung der Enden nach Lage und Richtung entsprechendes Moment zu. Die dänischen Vorschriften gestatten das Feldmoment $\frac{pl^2}{10}$ und das Stützenmoment $\frac{pl^2}{8}$.

Die preußischen und die österreichischen Bestimmungen beschränken die rechnerische Annahme des Zusammenhanges auf drei Felder; man hat wohl verhüten wollen, daß diese Annahme zu weit getrieben werden und dadurch zu bedenklich schwachen Abmessungen führen könne. Bei kontinuierlichen Balken mit gleichen Feldweiten ergeben sich für vier Felder zum Teil etwas größere Momente als für drei. In der Verhandlung des österreichischen Betonvereins wurde allseits auf diesen Umstand hingewiesen. Milankowitsch bezeichnet es als bedenklich, daß man an den Enden der drei Felder Gelenke voraussetze, während Einspannung vorhanden sei. Thullie findet keinen großen Vorteil dabei, wenn man die Kontinuität über mehr als drei Felder ausdehne, da sich die größten Momente nur wenig änderten. Mörsch hält es für besser, wenn für die mittleren Felder beim Vorhandensein ruhender Last ein gewisser Minimalmomentenwert $\left(\frac{pl^2}{20} \text{ bis } \frac{pl^2}{24}\right)$ festgesetzt werde. Der Österreichische Betonverein möchte, wie erwähnt, von Kontinuität überhaupt abgesehen wissen und statt dessen unter der Voraussetzung, daß die lichte Spannweite als Stützweite angesehen werden darf, mit Einspannung rechnen, die in mehrgeschossigen Gebäuden wegen der festen, noch durch Konsolen verstärkten Verbindung der Balken mit den Stützen und des Übereinanderstehens der Säulen ausreichend gesichert sei.

Über die Frage der Einspannung sind indessen die Meinungen sehr geteilt. Nach den deutschen Leitsätzen ist die Einspannung von Balkenenden in Mauern in den seltensten Fällen vorhanden und soll daher unberücksichtigt bleiben, sofern nicht besondere konstruktive Anordnungen eine Einspannung der Enden gewährleisten, in welchem Fall die Möglichkeit der Einspannung durch Rechnung nachzuweisen ist. Ähnlich sagen die preußischen Bestimmungen, daß ein Einspannungsmoment nur berücksichtigt werden dürfe, wenn besondere bauliche Vorkehrungen eine sichere Einspannung nachweislich gewährleisten. Die österreichischen Bestimmungen wollen nur das Maß von Einspannung zulassen, das durch geeignete Anordnungen tatsächlich und ohne Überschreitung der festgesetzten zulässigen Spannungen der in Betracht kommenden Bauteile erzielt wird. Auch hierüber ist im österreichischen Betonverein eingehend verhandelt worden. Milankowitsch ist der Meinung, daß das Maß der Einspannung doch nicht von der zulässigen Belastung des Mauerwerks abhänge. Gegen die Annahme der Einspannung der kontinuierlichen Träger auf den Stützen wendet sich Kirsch, während Bosch, Saliger und Hess keine Bedenken tragen, an Stelle der

Kontinuität mit Einspannung zu rechnen. Eine Mitberücksichtigung der Einspannung, aber nur auf Grund eingehender Berechnung dieser Einspannung, lassen auch die schweizer Normen zu. Die italienischen und die englischen Bestimmungen sehen von einem ausführlichen Nachweis der Einspannung ab, schreiben aber vor, daß bei Annahme der Einspannung die mittleren Momente nicht kleiner als $\frac{pl^2}{10}$ bezw. $\frac{pl^2}{12}$ angenommen werden sollten. Die dänischen Vorschriften wollen Platten, die mit Balken aus einem Stück hergestellt werden, als teilweise eingespannt angesehen wissen und lassen für das Feldmoment $\frac{pl^2}{10}$, für das Stützenmoment $\frac{pl^2}{16}$ zu. Barkhausen dagegen hält die Einspannung nicht für herstellbar, daher sollten Tragwerke einer Öffnung als frei aufliegend berechnet werden, und bei durchlaufenden Balken dürfe nur die aus der durchlaufenden Anordnung folgende Einspannung in Rechnung gestellt werden. Mag auch diese Ansicht sehr vorsichtig erscheinen, so ist doch zu berücksichtigen, daß an den Auflagern fast immer eine gewisse Art von Einspannung mit negativen Momenten stattfindet. Diesen Umstand hat auch die preußische Vorschrift im Auge, daß bei der Anordnung der Eiseneinlagen unter allen Umständen die Möglichkeit des Auftretens negativer Momente sorgfältig zu berücksichtigen sei. — Eine eingehende und in vielen Punkten wohldurchdachte Behandlung finden diese Fragen in den württembergischen Vorschriften, auf die wir hier lediglich verweisen können.

Über die grundsätzliche Frage, ob von der Voraussetzung der Kontinuität und der Einspannung aus eine Herabminderung der positiven Momentenwerte zulässig sei, wird bei der Entwicklung, die der Eisenbetonbau genommen hat, kaum noch eine grundsätzlich abweichende Anschauung sich geltend machen können. Bei der außerordentlich innigen und festen Verbindung der Platten mit den Balken und dieser mit den Eisenbetonstützen werden tatsächlich Auflagermomente entstehen, die den für die Annahme der Kontinuität und Einspannung nötigen mindestens sehr nahe kommen, selbst wenn mit einer geringen Senkung der als Auflager dienenden Eisenbetonbalken oder Eisenbetonstützen gerechnet werden muß. Unsicher ist jedoch die Einspannung von Platten oder Balken, die auf Ziegelmauern aufliegen; so wenig wie es beim reinen Eisenbau üblich ist, eine Einspannung bei der Auflagerung auf Mauerwerk vorauszusetzen, sollte man dies bei Eisenbetonbauten tun.

Wohl auf das System des Steifrahmens zielt die österreichische Vorschrift ab, daß bei durchlaufenden Tragwerken auf elastisch nachgiebigen, mit dem Tragwerk fest verbundenen Stützen die durch die äußeren Kräfte auftretenden Formänderungen zu berechnen seien. Doch enthält diese Forderung wegen der Schwierigkeit einer solchen Berechnung eine unnötige Erschwerung. Das gewöhnliche, auf der Annahme unnachgiebiger Stützen beruhende Rechnungsverfahren ergibt auch nur geringe Abweichungen von dem genauen; bei den Säulen ist die Abweichung allerdings etwas größer als bei den Balken, schädliche Einflüsse solcher Art können indes, wie es meist geschieht, durch Schaffung einer größeren Sicherheit für die Säulen bei der Beanspruchungszahl genügend ausgeglichen werden. Noch erschwerender würde die erwähnte Bestimmung erscheinen, wenn sie auch auf die Berechnung der den Decken als Auflager dienenden Balken zu erstrecken sein sollte, was aus der Fassung nicht ganz zweifellos hervorgeht.

Auch über die Frage, auf welche Breite die Platte bei Plattenbalken als mittragend in Rechnung gestellt werden darf, sind mehrfach abweichende Bestimmungen

in Geltung. Die deutschen Leitsätze, die preußischen Bestimmungen und die dänischen Normen begrenzen die Breite auf $^1/_3$ der Spannweite der Balken. Dasselbe besagen die württembergischen Vorschriften, wobei aber die halbe Plattenbreite nicht über den halben Balkenabstand hinausgehen soll, und bei verschiedenen Plattenbreiten b' und b'' und verschiedenen Plattendicken d' und d'' rechts und links vom Balken mit dem Annäherungswert $d \leqq \frac{C'd' + C''d''}{C' + C''}$ gerechnet werden darf. Die österreichischen und die schweizerischen Vorschriften erörtern die Frage überhaupt nicht. Die französischen und die englischen Bestimmungen empfehlen, mit der Plattenbreite nicht über $^1/_3$ der Spannweite der Balken und über $^3/_4$ der Entfernung der Rippen hinauszugehen. Die italienischen Vorschriften bringen wohl nicht unzweckmäßig die Plattenbreite zur Plattendicke und zur Rippenstärke in Beziehung; die Breite soll nicht das kleinste der folgenden Maße überschreiten: Abstand der Rippen, zwanzigfache Dicke der Platte, zehnfache Breite der Rippe, $^1/_3$ der Spannweite der Rippen. — Barkhausen hält die Annahme der Mitwirkung der Platte auf $^1/_3$ der Balkenlänge nicht für wissenschaftlich begründet; besser sei die Vorschrift, daß die zulässige Scherspannung in lotrechten, mit der Rippenachse gleichlaufenden Schnittebenen der Platte nicht überschritten werden dürfe. Zur Aufnahme dieser Scherspannungen werden jedoch die zur Rippenachse rechtwinklig laufenden Eiseneinlagen wohl meistens ausreichen. Über die Frage der Mitwirkung der Platte bei Plattenbalken ist in der Literatur wenig zu finden. Auf die Arbeit Járays ist bereits in Bd. I, S. 177 dieses Handbuchs hingewiesen. Zu beachten wäre auch die Arbeit von Lossier, in der Schweiz. Bauztg. 1904, II, S. 146 „Participation des hourdis à la résistance des nervures“. Nach Járay würde die Plattenbreite wesentlich geringer bemessen werden müssen, als bislang allgemein üblich ist, nach Lossier würde die Annahme der Breite gleich $^1/_3$ der Spannweite begründet sein.

In dem plattenförmigen Teil der Plattenbalken treten, weil die Platten einmal wie auf den Rippen aufliegende Balken und sodann als Flansch des Plattenbalkens beansprucht werden, Druckspannungen in zwei rechtwinklig zueinander stehenden Richtungen auf. Eine einfache Addition dieser Spannungen ist nicht genau richtig. Zur Vermeidung genauer Berechnung tut man nach Mörsch aber gut, die Gurtbreite nicht zu groß zu wählen und die Deckenplatten mittels Vouten an die Unterzüge anzuschließen. Von anderer Seite wird auch empfohlen, mit den Betonspannungen nicht bis an die zulässige Grenze zu gehen. In keiner der vorliegenden amtlichen Bestimmungen wird dieses nicht bedeutungslosen Punktes Erwähnung getan.

Über die gleichfalls schwierige Behandlung ringsum aufliegender Platten enthalten die neueren Vorschriften wenig miteinander in Einklang zu bringende Bestimmungen. Nach den österreichischen können solche Platten mit gekreuzten, gleich starken Eisen bis zu dem Seitenverhältnis $a : b = 1 : 1{,}5$ nach der Formel $M = \frac{p a^2}{8} \cdot \frac{b^4}{a^4 + b^4}$ berechnet werden. Die Forderung gleich starker Eiseneinlagen nach beiden Richtungen ist, wie auch Milankowitsch bemerkt, wohl nicht begründet. Die Formel ist abgeleitet aus der Annahme gleicher Durchbiegung zweier rechtwinklig sich kreuzender, miteinander verbundener belasteter Stäbe. Die Formel lautet nach den französischen Bestimmungen $M = \frac{p a^2}{8} \cdot \frac{b^4}{2a^4 + b^4}$. Die englischen Vorschriften erörtern zwar die Bedeutung dieser beiden Formeln, ohne indessen für eine von ihnen bestimmte Stellung zu nehmen. Die italienischen besagen nur, daß

ringsum aufliegende oder eingespannte Eisenbetondecken ebenso wie ringsum aufliegende oder eingespannte andere Platten berechnet werden dürfen. Nach den dänischen Normen kann bei freier Auflagerung mit $M = \frac{p a^2}{6} \cdot \frac{b^4}{(a^2 + b^2)^2}$ und bei teilweiser Einspannung mit $^3/_4$ dieses Betrages gerechnet werden. Nach den preußischen Bestimmungen ist bis zu dem Seitenverhältnis $a : b = 1 : 1{,}5$ mit $M = \frac{p a^2}{12}$, also ohne Berücksichtigung der Veränderlichkeit des Momentes infolge des wechselnden Seitenverhältnisses zu rechnen erlaubt. Die württembergischen Vorschriften empfehlen die Formel $M = \frac{p a^2}{8} \frac{b^3}{a^3 + b^3}$, die der unten erwähnten Barkhausenschen entspricht, und bei ganzer Einspannung $^2/_3$ hiervon; ist das Seitenverhältnis kleiner als $1 : 1{,}5$, so soll mit $\frac{p l^2}{16}$ gerechnet werden. Zur Übersicht über die bei den Grenzfällen der quadratischen Platte und der rechteckigen mit dem Seitenverhältnis $1 : 1{,}5$ sich ergebenden Momente, bezogen auf die kürzere Seite a, diene folgende Tabelle:

	1 : 1	1 : 1,5
Österreich	0,0625	0,1048
Frankreich.	0,0416	0,0898
Dänemark	0,0416	0,0799
desgl. für halbe Einspannung	0,0312	0,0599
Preußen	0,0833	0,0833
Württemberg	0,0625	0,0964
	$\cdot p a^2$	$\cdot p a^2$

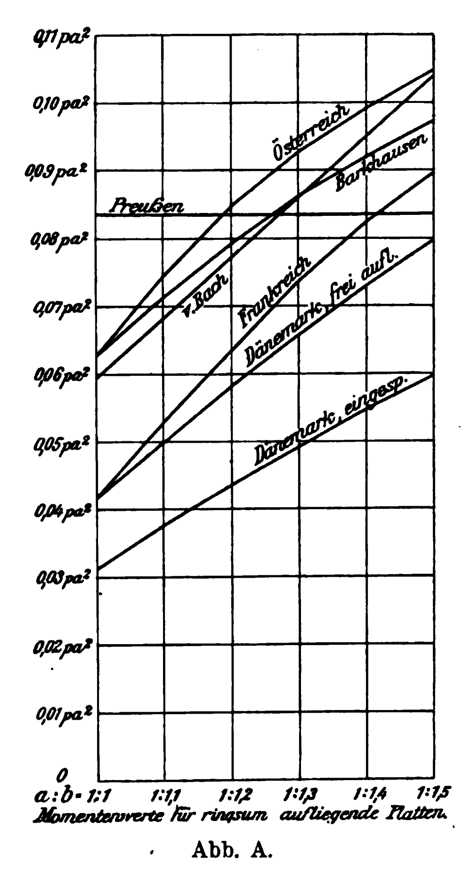


Abb. A.

Die folgende graphische Darstellung, in der die Abszissen den Seitenverhältnissen, die Ordinaten den zugehörigen Momenten entsprechen, zeigt die Verschiedenheiten der einzelnen Berechnungsarten. Eingefügt ist die nach der Bachschen Formel $M = \frac{p a^2}{12} \frac{b^2}{\sqrt{a^2 + b^2}}$ sich ergebende Gerade. Nach Barkhausens Vorschlag wäre die Belastung für die Richtung a zu $\frac{b^3}{a^3 + b^3} p$ und für die Richtung b zu $\frac{a^3}{a^3 + b^3} p$ zu nehmen; diese Annahme ergibt für das Quadrat das Moment $0{,}0625\, p a^2$ und für das Seitenverhältnis $1 : 1{,}5$ das Moment für die kürzere Seite zu $0{,}0964\, p a^2$. Die entsprechende Kurve ist in obiger Abbildung gleichfalls eingetragen; für das Quadrat ergibt sie das gleiche Moment wie die österreichische Formel, für das Seitenverhältnis $1:1{,}5$ liegt es in der Mitte zwischen den aus der österreichischen und der französischen Formel sich ergebenden. Die preußische Vorschrift ergibt für mittlere Seitenverhältnisse Werte, die annähernd den nach den österreichischen Vorschriften zulässigen entsprechen, für quadratische Platten bis zu 33 vH. höhere, für rechteckige mit dem Seitenverhältnis $1 : 1{,}5$ bis zu 20 vH. geringere; letztere entsprechen etwa den

nach den dänischen Normen für freie Auflagerung zulässigen Werten. Die aus der obigen zeichnerischen Darstellung hervorgehenden großen Unterschiede der nach den verschiedenen Rechnungsarten sich ergebenden Momentenwerte zeigen wohl deutlich, wie unsicher unsere bisherige Kenntnis von der Festigkeit plattenförmiger Körper ist; es ist daher kaum angebracht, Werte zu verwenden, die allzuweit von den für zweiseitig aufliegende Platten zulässigen sich entfernen. Nicht berücksichtigt ist bei allen Vorschriften, wie den nach zwei rechtwinklig sich kreuzenden Richtungen auftretenden Druckspannungen im Beton Rechnung getragen und wie bezüglich der auftretenden, wahrscheinlich erheblichen negativen Momente verfahren werden soll. Nach den neuesten Versuchen von Bach[1]) und den theoretischen Erörterungen von Simić[2]) scheint neben der Einbiegung in der Mitte eine erhebliche Aufbiegung der Platten in der Nähe der Ecken aufzutreten. Es wird jedenfalls sehr schwierig sein, diesen verwickelten Verhältnissen durch entsprechende Anordnung der Eiseneinlagen Rechnung zu tragen; ob hierzu einfach rechtwinklig sich kreuzende Stäbe ausreichen, kann zweifelhaft sein. Mörsch glaubt, man gehe vollständig sicher, wenn man für die positiven und negativen Momente je die Hälfte derjenigen annehme, die sich für den nur in einer Richtung durchlaufenden Balken ergeben würden. Dann käme man aber bei eingespannten Platten zum Momentenwert $\frac{p l^2}{48}$, der selbst von den am weitesten gehenden dänischen Normen nicht zugelassen wird.

Neu und außerdem nur noch in den württembergischen Vorschriften auftretend ist die preußische Vorschrift, daß die rechnungsmäßige Stärke der Platten überall auf mindestens 8 cm zu bringen sei; sie ist wohl der Erwägung entsprungen, daß unregelmäßige Betonstärken, die bei der Herstellungsart der Platten unausbleiblich sind, und ungenaue Lage der Eisenstäbe in dünneren Platten einen verhältnismäßig viel größeren Einfluß auf die Tragfähigkeit haben als in dickeren. Es ist zwar dagegen eingewendet worden, daß man geringere Stärken sehr wohl in Bauteilen zulassen könne, die einem Betreten nicht ausgesetzt seien, z. B. bei Dächern. Aber auch bei Dächern werden wegen der durch die erheblichen Wärmeschwankungen entstehenden Spannungen, auf die in den Berechnungen meist keine Rücksicht genommen wird, allzu geringe Abmessungen wohl besser vermieden. Übrigens verdient bemerkt zu werden, daß die österreichischen Vorschriften die Berücksichtigung von Wärmeschwankungen für Temperaturgrenzen von — 20 bis + 30 ° C. fordern; von dem österreichischen Betonverein wird diese Forderung als zu weitgehend, wenigstens für den Hochbau, bekämpft. In der Verhandlung vom 26. Januar 1909 spricht sich auch Saliger für die Beschränkung der Forderung auf Dächer aus. Teischinger empfiehlt sie bei Berechnung solcher statisch unbestimmter Systeme, wo der Einfluß der Temperaturschwankungen auf die Dimensionierung von Belang ist. v. Thullie hält sie nur bei besonderen Fällen, z. B. bei Trockenkammern, für nötig, sonst seien Trennungsfugen vorzusehen. Übrigens enthalten auch die württembergischen Vorschriften Angaben über die anzunehmenden Grenzen der Wärmeschwankungen (+ 30 und — 10 ° C.). — Die Befürchtung, es könne auch für Decken kastenförmiger Aussparungen im Beton von Deckenplatten die geringste Stärke von 8 cm gefordert werden, liegt wohl fern.

---

[1]) v. Bach, Versuche über die Formänderung und die Widerstandsfähigkeit ebener Wandungen (Zeitschr. d. Ver. deutscher Ingenieure 1908, S. 1781).

[2]) Simić, Ein Beitrag zur Berechnung der rechteckigen Platten (Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1908, S. 709).

d) Verhältnis der Formänderungszahlen von Eisen und Beton, $n = \frac{E_e}{E_b}$.

Auch in diesem, wie man annehmen sollte, längst genügend geklärten Punkte sind die Annahmen keineswegs einheitlich. Die deutschen Leitsätze, die preußischen Bestimmungen für Hochbauten, die württembergischen, die österreichischen, die schweizerischen für die Eisenbahnen, die englischen und dänischen nehmen zwar $n = 15$ an, doch ist nach den Schweizer Normen $n = 20$, nach den französischen Bestimmungen $n = 8$ bis 15, nach den italienischen $n = 10$. Auch nach den Bestimmungen für die preußischen Eisenbahnen soll $n = 10$ angenommen werden. Dabei ist indessen zu berücksichtigen, daß nach den Schweizer Normen eine Berechnung auf Betonzugspannungen vorzunehmen ist, und außerdem soll die Zahl 20 dem Umstande Rechnung tragen, daß der Beton infolge des Schwindens bereits ziemlich erhebliche Druckspannungen auf das Eisen überträgt und es berechtigt scheine, diese Spannungen durch Erhöhung des Verhältnisses der inneren Kräfte im Eisen und Beton zu berücksichtigen. Für die Berechnung der Durchbiegungen ist nach den württembergischen Vorschriften E_b zu 200 000 anzunehmen, ob auch zur Berechnung der Formänderungen bei statisch unbestimmten Tragwerken, ist nicht ersichtlich. Welchen Wert von n man nach den französischen Bestimmungen anwenden darf, ist von der Art der Bewehrung abhängig gemacht; die Zahl 8 soll zulässig sein, wenn der Durchmesser der Längsstäbe $^1/_{10}$ der kleinsten Abmessung des Betonkörpers ist und Querbügel in Abständen gleich der kleinsten Abmessung vorhanden sind, die Zahl 15, wenn der Durchmesser der Längsstäbe nur $^1/_{20}$ der kleinsten Abmessung ist und die Abstände der Bügel nur $^1/_3$ dieser Abmessung sind. Angeblich soll durch die Wahl eines passenden Wertes von n der etwas hohe zugelassene Wert der Betondruckspannung ausgeglichen werden. Offenbar sind diese Angaben von den Verhältnissen bei Säulen abgeleitet, sollen aber auch für Balken und Platten gelten. Man wird aber nicht aus Versuchen an achsial gedrückten Körpern ohne weiteres auf gleichartige Verhältnisse im gebogenen Körper schließen können; daher erscheint die Annahme eines je nach dem Grade und der Anordnung der Bewehrung wechselnden Wertes n für gebogene Körper anfechtbar. Auch der von der französischen Kommission angestellte Versuch, durch die ziemlich willkürliche Wahl der verschiedenen n und m'-Werte einen anscheinend befriedigenden Sicherheitsgrad für verschieden bewehrte Prismen nachzuweisen, kann nicht überzeugen. Der Wert von $n = 10$ in den italienischen Bestimmungen, der früher als der zutreffendere angesehen wurde und namentlich in Nordamerika noch sehr im Gebrauch ist, wird nicht näher begründet. Nach den Erläuterungen zu den Bestimmungen für die preußischen Eisenbahnen wurde $n = 10$ gewählt, weil für Beton 1 : 4 und für Druckspannungen von 20 bis 40 kg/cm² die Elastizitätsmaße für Beton je nach Wasserzusatz zwischen 180 000 und 240 000 schwanken, ein fetterer Beton leichter zu Rißbildungen führe, ein magerer nicht genügenden Rostschutz biete; auch sei für die allenfalls zulässige Betonzugspannung von 3 bis 8 kg/cm² das Elastizitätsmaß annähernd das gleiche wie für Druck. Die Zahl $n = 10$ entspricht jedenfalls besser den Verhältnissen des Gebrauchsfalls, während 15 mehr dem Bruchstadium zukommt; doch gibt die Zahl 15 etwas größeren Eisen- und etwas geringeren Betonquerschnitt bei Außerachtlassung der Betonzugspannungen wie 10 und hat wohl hauptsächlich aus diesem Grunde größeren Anklang gefunden. Freilich erscheint es etwas widersinnig, daß sich mit $n = 15$, d. h. dem dem Bruchstadium entsprechenden Elastizitätsmaß, die Nullinie tiefer ergibt als mit $n = 10$ bei niederen Spannungen, während doch beim Bruch infolge

Aufreißens des Betons die Nullinie sich nach oben verschiebt. Von großem Einfluß auf die Tragfähigkeit ist indessen der Unterschied von $n = 15$ und $n = 10$ nicht. — Neuerdings hat übrigens v. Emperger (Beton u. Eisen 1908, S. 309) bei Untersuchung von Säulen unter zulässigem Druck, gestützt auf Ermittlungen des tatsächlichen Elastizitätsmoduls in den einzelnen Belastungsstufen, mit $n = 7$ bis 7,7 gerechnet.

e) Berechnung der inneren Kräfte.

Allgemein gilt das Gesetz, daß der Verbundkörper wie ein homogener Körper zu berechnen, daß das Ebenbleiben der Querschnitte bei der Biegung und die geradlinige Spannungsverteilung anzunehmen ist. Ferner sind überall die Querschnitte so zu berechnen, daß das Eisen sämtliche auftretenden Zugkräfte allein aufzunehmen imstande sein muß, eine etwaige Entlastung der Betondruckspannungen und der Eisenzugspannungen durch Betonzugspannungen also außer Betracht zu bleiben hat. Natürlich ist dabei überall der Querschnitt des Eisens mit dem n fachen Werte in die Rechnung einzuführen.

f) Berücksichtigung der Betonzugspannungen.

Diese wird gefordert in den preußischen und den österreichischen allgemeinen Bestimmungen und in den preußischen und schweizerischen Sondervorschriften für die Eisenbahnen, jedoch in sehr verschiedenem Umfange. Die preußischen Bestimmungen für Hochbauten fordern die Berücksichtigung der Betonzugspannungen nur bei solchen Bauten, die der Witterung, der Nässe, den Rauchgasen und ähnlichen schädlichen Einflüssen unterliegen, und sollen das Auftreten von Zugrissen verhüten; die Formänderungszahlen für gedrückten und gezogenen Beton sind dabei gleich groß anzunehmen. In Österreich sind sämtliche, auf Biegung beanspruchte Tragwerke auf Zug im Beton zu untersuchen, und zwar mit einer Formänderungszahl für Zug von 0,4 des Betrages für Druck, also mit $n' = 37{,}5$. Handelt es sich aber um die Berechnung der Formänderungen, sowie der äußeren Kräfte statisch unbestimmter Systeme, so ist die Formänderungszahl für Druck und Zug im Beton gleich groß, und zwar $n = 15$ anzunehmen. Hat man also die äußeren Kräfte nach dieser Regel ermittelt, so werden die Spannungen nach der Hauptregel, d. h. die Betonzugspannungen mit der Formänderungszahl 54 000, berechnet. Auch nach den französischen Bestimmungen ist bei der Berechnung der Formänderungen der Zugwiderstand des Betons zu berücksichtigen, und zwar mit einer für Zug und Druck gleich großen Formänderungszahl. Haberkalt bemerkt hierzu: „Die Berücksichtigung der Betonzugspannungen (bei Formänderungsberechnungen und statisch unbestimmten Systemen) wird bekanntlich mit dem Umstande begründet, daß hierbei einerseits die Formänderungen sämtlicher Querschnitte in Rechnung kommen und bei den weitaus meisten derselben der Beton weit unter jener Grenze beansprucht wird, bei welcher Risse auftreten, und daß anderseits die stärkere Formänderung infolge etwaiger Risse im gezogenen Betonteile nur in einzelnen Querschnitten auftritt und deshalb keinen wesentlichen Einfluß auf die äußeren Kräfte hat“.

Die preußischen Eisenbahnbestimmungen fordern ebenfalls nur bei Bauteilen, die schädlichen Witterungseinflüssen und Rauchgasen ausgesetzt sind, die Mitberücksichtigung der Betonzugspannungen und nehmen die Formänderungszahlen für Druck und Zug gleich groß an (d. h. $n = 10$). Nach den Vorschriften für die Schweizer Eisenbahnen sollen die theoretischen Spannungen in der gezogenen Betonfaser nachgewiesen werden, und zwar anscheinend mit einem für Druck und Zug gleich großen Werte $n = 15$.

Vielfach, namentlich von Mörsch und dem österreichischen Betonverein wird

gegen die Berücksichtigung der Betonzugspannungen eingewendet, daß sie überflüssig sei; Risse entständen bereits durch das Schwinden des Betons bei Erhärtung an der Luft, daher könne mit Zugfestigkeit des Betons überhaupt nicht gerechnet werden. Zugrisse seien aber auch ganz unschädlich, da sie nicht höher als etwa bis zu den Eiseneinlagen reichten; gegen Rostangriff seien die Eisen durch die Zementhaut, die sich beim Einbetonieren um die Eisen lege, vollkommen geschützt. Bezüglich der Schwindrisse ist eine Äußerung von Labes in seinem Aufsatze: „Wie kann die Anwendung des Eisenbetons bei den Eisenbahnbauten wesentlich gefördert werden?" von Wert, wonach durch Untersuchung alter, aus dem Jahre 1886 stammender Moniergegenstände, die in der Fabrik von Wayss u. Freytag in Neustadt a. d. Haardt lagerten, festgestellt wurde, daß Schwindrisse nicht über eine Tiefe von Bruchteilen eines Millimeters reichten, wodurch die Annahme, die Betonzugzone könne durch derartige Risse gefährdet werden, widerlegt erscheint. Allein auf den Schutz, den die Eiseneinlagen durch die Zementhaut erhalten, sich zu verlassen, wird wohl etwas gewagt erscheinen. Nur durch langjährige Versuche wird sich Aufschluß darüber gewinnen lassen, ob die Befürchtungen, das Eisen könne durch Zugrisse dem Rostangriff oder der Zerstörung durch Schwefelverbindungen anheimfallen, begründet sind; bis zur Klärung dieser Frage ist jedenfalls Vorsicht geboten und eine Maßregel, die dem Auftreten der Zugrisse vorbeugen soll, wohl nicht schlechthin zu verwerfen.[1]) Von besonderem Interesse ist die Mitteilung Schüles in den Verhandlungen des österreichischen Betonvereins, daß man mit der Absicht umgehe, bei den schweizerischen Eisenbahnen die Ermittlung der Zugspannungen bei den auf Biegung beanspruchten Bauteilen nicht mehr zu verlangen, weil die inneren Spannungen im Beton infolge des Schwindens leicht die Rißgrenze des Betons erreichten. Bei exzentrisch auf Druck beanspruchten Bauteilen werde vorgeschlagen, den vollen Betonquerschnitt zu berücksichtigen, sofern die Zugspannungen im Beton die Hälfte der Zugfestigkeit oder den zwanzigsten Teil der Druckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen nicht überschreiten.

g) Berechnung der Säulen.

Vielfach ist eine besondere Vorschrift darüber gegeben, unter welchen Umständen eine Berechnung der Säulen auf Knicken erfolgen soll. In den deutschen Leitsätzen ist die geringste Seitenabmessung oder der Durchmesser der Säule im Verhältnis zur Länge für verschiedene Beanspruchungen des Betons angegeben, bei denen die Knickungsgefahr als ausgeschlossen angesehen wird; für die Betondruckspannung 40 kg/cm² soll z. B. das Verhältnis der kleinsten Seite zur Länge höchstens $^1/_{19}$ sein. Ähnlich besagen die Württembergischen, daß eine Knickgefahr nicht vorhanden sei, wenn bei rechteckigem Querschnitt die geringste Länge der kurzen Seite $< ^1/_{19}$ der Stützlänge, bei runden Säulen der geringste Durchmesser $^1/_{16}$ der Stützlänge ist. Nach den preußischen Bestimmungen soll dieses Verhältnis unabhängig von den auftretenden Druckspannungen $^1/_{18}$ sein. Die österreichischen Vorschriften halten ein Knicken von Eisenbetondruckgliedern für ausgeschlossen, wenn $\frac{L}{i} < 20$, wo L die größte freie Knicklänge und i den Trägheitshalbmesser des ideellen Querschnitts, d. i. des vollen Betons, plus dem 15fachen Eisenquerschnitt bedeutet. Der österreichische Betonverein macht hiergegen geltend, daß hierdurch bei gewöhnlicher Armierungsweise mit $i = 0{,}318\,a$ ($a =$ Seite der Säule) eine Berechnung auf Knicken

[1]) Vergl. hierzu die Arbeit von Labes „Über einige auf Grund der vorläufigen Bestimmungen der Königl. Eisenbahndirektion Berlin ausgeführte Bauten" in Band III, Teil 3, S. 562 u f. dieses Handbuches.

schon erforderlich werde, wenn das Verhältnis der Seite zur Länge nur $\frac{1}{6{,}36}$ betrage; die preußische Vorschrift verdiene wegen der festen Verbindung der Säulen an den Enden mit anderen Bauteilen und der deshalb als zulässig anzunehmenden Herabminderung der Knicklänge den Vorzug. In den französischen Bestimmungen ist das Verhältnis zu $^1/_{20}$ bei Einhaltung der unten zu besprechenden Betondruckspannung, in den italienischen zu $^1/_{15}$, in den englischen zu $^1/_{18}$ angegeben.

Für die Berechnung der Längsstäbe kommt zunächst die Forderung eines gewissen Mindestquerschnitts in Betracht. Nach den deutschen Leitsätzen soll er mindestens 0,8 vH. des Gesamtquerschnitts betragen; für Österreich gilt dieselbe Bestimmung; ist der Eisenquerschnitt aber mehr als 2 vH., so darf das Mehr über 2 vH. nur mit seinem vierten Teile in Rechnung gestellt werden, wahrscheinlich wohl, weil bei größerem Querschnitt die Anwendbarkeit des gewöhnlichen Berechnungsverfahrens zweifelhaft ist. Auch England fordert für den Eisenquerschnitt 0,8 vH. des ganzen Querschnitts. In den württembergischen Vorschriften wird mindestens 1 vH. der Gesamtquerschnitts als Längsbewehrung gefordert. Die französischen Bestimmungen machen, wie erwähnt die Bewehrung zum Teil von dem Werte m' abhängig, es können, je nachdem die Längsstäbe Durchmesser von $^1/_{10}$ oder $^1/_{20}$ der kleinsten Seite der Säule haben und Querbügel in entsprechend wechselndem Abstand angebracht sind, für m' Werte von 8 bis 15 angewendet werden. Um die etwas umständliche Berechnungsart ganz zu übersehen, lassen sich die einzelnen zerstreuten Vorschriften wie folgt zusammen fassen. In Säulen darf zunächst die sonst zulässige Druckspannung des Betons noch mit dem Faktor $1 + \frac{m' V'}{V}$ multipliziert werden. Dabei ist V' das Volumen der Querbügel, V das Betonvolumen, m' ein mit dem Wirkungsgrade der Verbindungen zwischen den Längsstäben wechselnder Koeffizient, und zwar ist m' zwischen 8 und 15 zu wählen für rechteckig angeordnete Bügel, je nachdem der Abstand dieser Bügel gleich der kleinsten Querabmessung der Säule oder nur $^1/_3$ dieser Abmessung ist. Nun erfolgt die Berechnung der Säulen nach der Formel $P = (f_b + n f_e)\,\sigma_b$, und hierbei ist wieder für n ein zwischen 8 und 15 liegender Wert zu wählen, ersterer, wenn die Durchmesser der Längsstäbe $^1/_{10}$ der kleinsten Seite der Säule und die Abstände der Querbügel gleich der Seite der Säule sind, letzterer, wenn die Durchmesser der Längsstäbe $^1/_{20}$ und die Bügelabstände $^1/_3$ der Seite der Säulen sind. Es wäre also für $d = {}^1/_{10}\,a$ und $e = a$

$$P = (f_b + 8 f_e)\left(1 + \frac{8\,V'}{a^2}\right)\sigma_b'.$$

Sind etwa 4 Stäbe vorhanden, so wird $V' = \frac{4\pi d^2}{4} = \frac{\pi a^2}{100}$, also

$$P = (f_b + 8 f_e)\left(1 + \frac{8\pi}{100}\right)\sigma_b' = (f_b + 8 f_e) \cdot 1{,}25\,\sigma_b'.$$

Dabei darf σ_b' nicht größer als 0,6 der Betondruckfestigkeit werden.

Diese Betrachtung führt bereits zu der weiter zu erörternden Frage des Abstandes der Querbügel. Meist begnügt man sich mit der Forderung, daß die Querverbände das Ausknicken der Längsstäbe mit einem gewissen Sicherheitsgrade verhindern sollen. Die deutschen Leitsätze besagen, daß die Abstände der Querverbindungen nicht größer als die Säulendicke sein sollen. Die preußischen Bestimmungen lassen ebenfalls höchstens den gleichen Abstand zu, wollen aber außerdem den Abstand beschränken auf die dreißigfache Stärke der Längsstäbe; sie besagen

ferner, daß bei Berechnung der Eisenstäbe auf Knicken fünffache Sicherheit nachzuweisen ist. Mörsch hält diese Bestimmung für überflüssig, da der festgesetzte Bügelabstand bereits die Knicksicherheit gewährleiste. Dies trifft für starke Bewehrung zu, bei schwacher Bewehrung ist die Knickgefahr nicht immer durch den Bügelabstand, wenn er nur gleich der Säulenseite ist, verhütet, vorausgesetzt, daß man als Knicklänge den ganzen und nicht den halben Bügelabstand annimmt. Ferner meint Mörsch, daß die fünffache Knicksicherheit der Eisenstäbe nicht mit der geforderten zehnfachen Drucksicherheit des Betons in Einklang stände. Die Knicksicherheit steht aber mit der Normalfestigkeit in keinem Zusammenhang; auch bei reinem Eisenbau bewertet man oft den Sicherheitskoeffizienten der Eulerschen Knickformel abweichend von dem Sicherheitskoeffizienten bei der zulässigen Druckspannung. — Auch in den württembergischen Vorschriften wird wie in den preußischeu für den Bügelabstand eine der geringsten Dicke der Stütze entsprechende, nicht über die 30fache Stärke der Längsstäbe hinausgehende Entfernung gefordert. — Die österreichischen Bestimmungen geben als größten Bügelabstand den kleinsten Säulendurchmesser an. Die Schweizer Normen fordern vierfache Sicherheit der Längsstäbe gegen Ausknicken unter Annahme des halben Abstandes der Querverbindungen als Knicklänge. Die italienischen Bestimmungen beschränken sich auf die allgemeine Forderung, die Bügel so eng anzubringen, daß sie das Knicken der als isoliert anzunehmenden Stäbe verhindern. Nach den englischen Vorschriften soll der Bügelabstand die 24fache Stärke der Längsstäbe betragen.

Alle diese Vorschriften gehen von der Vorstellung aus, daß das Ausbiegen der Längsstäbe durch Bügel verhindert werden müsse. Eine abweichende Anschauung vertritt Barkhausen, indem er den Bügeln die versteifende Wirkung abspricht und diese dem Beton zuweist. Auch glaubt er, daß die enge Anordnung der Quereisen das richtige Einstampfen verhindere und daß nur so viel Eisen, als der Aufstellung wegen nötig seien, angebracht werden sollten. Bei der üblichen geringen Deckung der Längsstäbe durch Beton muß es fraglich scheinen, ob die dünne Betonschale eine ausreichende Aussteifung bewirken kann. Versuche mit Säulen ohne Querbügel liegen zu wenig vor, als daß sich die Frage, ob die Bügel die Tragfähigkeit unter allen Umständen erhöhen, endgültig beantworten ließe. Die Wirksamkeit der Bügel hängt jedenfalls von ihrer Form, ihrer Stärke, ihrem Abstand und der Art der Verbindung mit den Längsstäben ab. v. Emperger will bei der Tragfähigkeitsberechnung nur den Betonkern zwischen den Längsstäben berücksichtigen und nicht mit der sonst üblichen Formel $P = (f_b + n f_e)\,\sigma_b$, sondern mit $P = 800 f_e + 40 f_b$ rechnen, d. h. annehmen, daß es sich um eine Eisensäule handelt, deren Festigkeit um den Betrag der Druckfestigkeit des eingeschlossenen Betonkerns erhöht wird (Heft VIII der Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons, Versuche mit Säulen).

Für umschnürten Beton enthalten die württembergischen, die österreichischen und die französischen Bestimmungen einige Vorschriften; in den englischen ist nur auf die Möglichkeit, die Tragfähigkeit der Säulen durch Umschnürung zu erhöhen, hingewiesen, ohne jedoch über die Stärke des Drahtes und die Höhe der Windungen etwas anzugeben. Nach den württembergischen Vorschriften kann bei Spiralbewehrung die Druckspannung des Betons mit dem 1,3fachen Betrage der gewöhnlichen Druckspannung und die Tragfähigkeit der Spiralen mit dem 2,4fachen der Tragfähigkeit der gleichen Eisenmenge in Form von Längstäben in Rechnung gestellt werden. Die Ganghöhe der Spiralen soll $^1/_7$ der Säulendicke betragen. Nach den österreichischen Vorschriften darf man bei der Tragfähigkeitsberechnung

die Spiralen in der Weise berücksichtigen, daß man zu dem Querschnitt der Längsstäbe den Flächeninhalt eines gedachten Längseisens hinzurechnet, dessen Gewicht gleich dem der Spirale von der Länge des Längseisens ist. Nach den französischen Vorschriften ist ebenfalls mit der oben angegebenen Vergrößerungsformel zu rechnen; m' darf zwischen 15 und 32 gewählt werden. Die untere Grenze ist zulässig, wenn die Abstände der Spiralen $^2/_5$ der kleinsten Abmessung, die obere, wenn sie $^1/_5$ dieser Abmessung bei 50 kg/cm² Betondruckspannung oder $^1/_8$ dieser Abmessung bei 100 kg/cm² Druckspannung beträgt. Auch hier darf die Betonspannung nicht über 60 vH. der Festigkeit hinausgehen. Daß die angegebenen, wohl aus Versuchen abgeleiteten Rechnungsarten nur eine ungefähre Annäherung an die tatsächliche Wirkung der Umschnürung darstellen, liegt auf der Hand.

Über die zur Berechnung der Knicklast anzuwendende Formel gehen die Annahmen ebenfalls auseinander; im wesentlichen handelt es sich um die vielfach, namentlich von österreichischer Seite angefochtene Eulersche und um die Rankinesche Formel. Erstere ist für Preußen vorgeschrieben. In Württemberg ist die Berechnung der Stützen auf Knickung nach der Formel

$$\sigma_K = \sigma\left(1 + 0{,}0001\,\frac{Fl^2}{J}\right)$$

vorzunehmen und die für den Gesamtquerschnitt $F_b + 15\,F_e$ berechnete Knickspannung zur Biegungs- oder exzentrischen Beanspruchung zu addieren, sofern sie nicht in derselben Richtung wie diese wirksam ist. In Österreich soll die für zentrischen Druck zulässige Betonspannung mit der nicht näher begründeten Abminderungszahl $\alpha = \left(1{,}12 - 0{,}006\,\frac{L}{i}\right)$ multipliziert werden, und eine ähnliche Zahl ist für die Eisenspannung bei der Knickberechnung der Eisenstäbe angegeben. In den englischen Bestimmungen lautet die Formel

$$\frac{P}{f} = \frac{1}{1 + \frac{l^2}{cnh^2}}, \quad \text{wo} \quad c = \frac{4\,\pi^2 E_b}{\sigma},$$

n ein nach der Querschnittsform der Säule zwischen 0,0646 und 0,098 wechselnder Koeffizient, h die Säulenseite und σ die Betondruckfestigkeit ist. Für runde Säulen ist der Koeffizient $n = 0{,}075$, und ergibt dann die Knickspannung

$$K = \frac{\sigma_b}{1 + 0{,}000026\left(\frac{l}{i}\right)^2},$$

wo σ_b die zulässige Druckspannung (35 kg/cm²) ist. — Nach den dänischen Normen soll für zentrische Belastung mit

$$\sigma_b = \frac{r_b}{1 + 0{,}0001\left(\frac{l}{i}\right)^2}, \text{ für exzentrische mit } \sigma_b = \frac{r_b}{1 + \frac{f_0}{K} + 0{,}0001\left(\frac{l}{i}\right)^2}$$

gerechnet werden. Hierbei ist r_b die aus der Bruchbelastung der Probebalken ermittelte zulässige Betondruckspannung, f_0 die Exzentrizität des Druckes, K der Kernradius des Querschnitts, i der kleinste Trägheitsradius.

Eine ausführliche Erörterung über die Berechnung der Säulen auf Grund der verschiedenen Vorschriften findet sich im I. Bande dieses Handbuchs, auf welche hier verwiesen werden möge.

Zur Übersicht über die Bedeutung der verschiedenen Knickformeln geben wir eine von v. Emperger gebrachte, jedoch durch Mitberücksichtigung der englischen

und der dänischen Formel ergänzte graphische Darstellung wieder, aus der sich die Herabminderung der Druckspannung mit wachsender Säulenlänge ergibt. Streng genommen kann jedoch die Eulersche Knickformel (Deutschland) nicht zur Bemessung einer sogenannten Knickspannung verwendet werden. Bei der dänischen Formel ist für die Druckspannung ein Wert von 50 kg/cm² als zulässig angenommen worden, da sich aus den Biegeversuchen eine Druckfestigkeit von 225 kg wohl sicher ergeben kann und ²/₉ dieser Festigkeit zulässig sind.

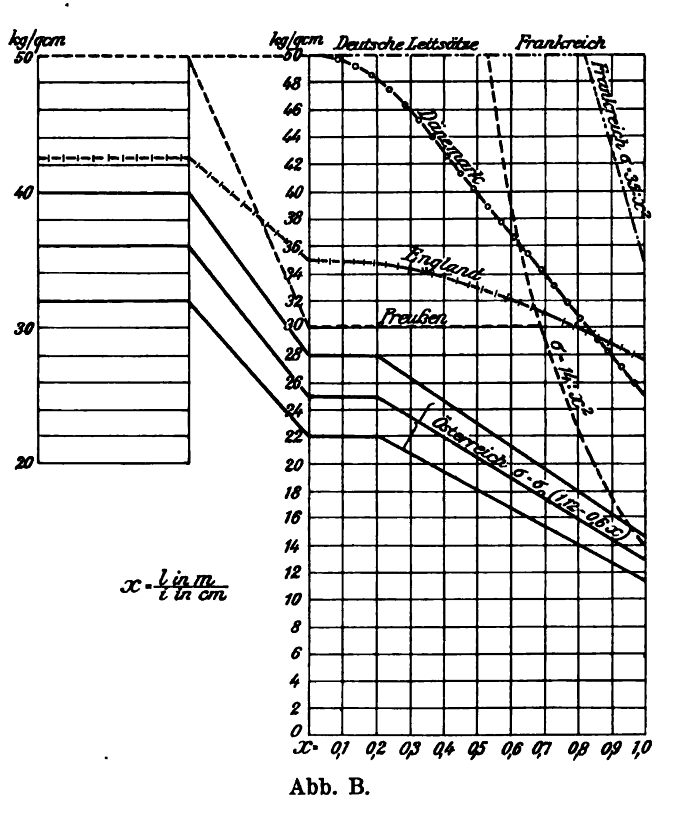


Abb. B.

h) Zulässige Spannungen.

Betondruckspannung. Die meisten Bestimmungen machen hier einen Unterschied zwischen der reinen Normalspannung und der Spannung bei Biegung. Letztere wird überall höher als erstere zugelassen. Bei Biegung ist nach den deutschen Leitsätzen eine Druckspannung von 40 kg/cm², bei unmittelbarem Druck von 35 kg/cm² zulässig; dies entspräche, da eine Druckfestigkeit von 180 bis 200 kg/cm² gewährleistet werden soll, bei Biegung dem $\frac{1}{4,5}$ bis $\frac{1}{5}$ fachen, bei unmittelbarem Druck dem $\frac{1}{5,14}$ bis $\frac{1}{5,71}$ fachen der Druckfestigkeit. Nach den preußischen Bestimmungen ist die zulässige Druckspannung bei Biegung ¹/₆, bei unmittelbarem Druck ¹/₁₀ der nachzuweisenden Würfelfestigkeit. Von der preußischen Eisenbahnverwaltung wird die bei Biegung auftretende Druckspannung von der Spannweite und der Deckungshöhe der Bauwerke abhängig gemacht und soll betragen

bis zu 5 m Spannweite und	0,15 m Bettungshöhe . . .	$\frac{1}{5}$
	0,50 „ „ . . .	$\frac{1}{4}$
	0,80 „ „ . . .	$\frac{1}{3}$
„ „ 20 „ „ „	0,15 „ „ . . .	$\frac{1}{4}$
	0,50 „ „ . . .	$\frac{1}{3}$
bei Fußgängerbrücken und mäßig erschütterten Bauteilen		$\frac{1}{3}$

der Würfeldruckfestigkeit. Wie oben erwähnt, machen die Württembergischen Vorschriften die zulässigen Beanspruchungen von dem Grade der Erschütterungen, denen die Bauteile ausgesetzt sind, abhängig und zwar soll bei mäßig erschütterten Bauteilen die Druckspannung bei Biegung 40, bei unmittelbarem Druck 35, bei starken Erschütterungen die Biegungsdruckspannung nur 30, die unmittelbare Druckspannung 26 kg/cm² betragen. Die schweizerischen Normen lassen 35 kg zu, ohne Rücksicht darauf, ob es sich um Biegung oder um unmittelbaren Druck handelt, also $\frac{1}{4{,}57}$ der geforderten Mindestdruckfestigkeit von 160 kg. Bei den Hochbauten der schweizerischen Bahnen sind 30 kg oder $\frac{1}{5{,}35}$, bei allen anderen Bauten 20 kg oder $^1/_8$ der Mindestdruckfestigkeit, und zwar einerlei, ob es sich um Biegungs- oder reine Druckspannung handelt, zulässig. Die österreichischen Bestimmungen machen die Spannungen von dem Mischungsverhältnis abhängig; für Hochbauten beim mittleren Verhältnis 1 : 4 gelten bei Biegung und exzentrischem Druck 36 oder $\frac{1}{4{,}17}$ und beim zentrischen Druck 25 oder $^1/_6$ der Würfelfestigkeit als zulässig; dieselben Werte betragen bei Straßenbrücken $29 + 0{,}2\,l$ bezw. 22 kg, wobei l die Spannweite des Tragwerks bedeutet. Aus den eingehenden Verhandlungen des Österreichischen Betonvereins über diesen Punkt verdient folgendes angeführt zu werden: Allgemein hält man es für besser, auch andere Mischungsverhältnisse mit anderen Druckfestigkeiten, als die Vorschriften fordern, zu gestatten und möchte wie im Preußen die Wahl des Mischungsverhältnisses und der damit zu erzielenden Druckfestigkeit dem Unternehmer überlassen. Schüle hält eine namhafte Erhöhung der Druckbeanspruchung in Balken und Plattenbalken dann für zulässig, wenn der übliche Eisenquerschnitt im Zuggurt vergrößert wird. Teischinger will für Hochbauten ohne starke Erschütterungen größere Druckspannungen zulassen, jedoch unter der Voraussetzung reicherer Betonmischungen; er hält z. B. für 500 kg Zement auf 1 m³ fertigen Beton mit einer Druckfestigkeit nach 6 Wochen von 157 kg bei geringen Erschütterungen 50 kg/cm² für Randspannung und 40 kg für zentrischen Druck für zulässig. Auch Thullie tritt für Zulassung abweichender Michungsverhältnisse ein, fordert aber eine höhere Druckfestigkeit, nämlich 210 kg, wobei dann die Druckspannung bei Biegung 50, bei zentrischem Druck 30 kg/cm² betragen dürfe. Gröber will entsprechend dem Vorschlage des Betonvereins dem Unternehmer das Mischungsverhältnis überlassen und von der nachgewiesenen Druckfestigkeit nach 6 Wochen $\frac{1}{3{,}5}$ als Druckspannung zulassen, wobei für ein Mischungsverhältnis von mindestens 500 kg Zement auf 1 m³ fertigen Beton mit der Würfelfestigkeit von 210 kg eine Druckspannung von 60 kg/cm² sich als zulässig ergäbe. — Frankreich begrenzt die Druckspannung auf 0,28 der Druckfestigkeit $= \frac{1}{3{,}6}$; da diese Druckfestigkeit aber an 90 Tage alten Würfeln festgestellt werden soll, die Festigkeitszunahme vom 28. bis 90. Tage aber zu ungefähr 25 vH. angenommen werden kann, so wäre zur Ermöglichung eines Vergleichs die Druckspannung zu $\frac{1}{2{,}86}$ der Druckfestigkeit anzusetzen. Eine noch höhere Spannung ist bei quer bewehrten oder umschnürten Säulen zulässig infolge des sogenannten Vergrößerungskoeffizienten $1 + \frac{m' V'}{V}$, soll aber jedenfalls unter 60 vH der Festig-

keit oder $\frac{1}{1{,}67}$ der Würfelfestigkeit nach 90 Tagen bezw. $\frac{1}{1{,}33}$ nach 28 Tagen bleiben. Die außerordentliche Kühnheit dieser letzteren Zahlen ist ohne weiteres in die Augen springend. Nach den italienischen Vorschriften ist die zulässige Druckspannung $^1/_5$ der Würfelfestigkeit, nach den englischen 42,2 kg/cm² bei Biegung und 35 kg bei unmittelbarem Druck oder $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{5}$ bezw. $\frac{1}{4{,}8}$ bis $\frac{1}{6}$ der Würfelfestigkeit. Nach den dänischen Normen soll die Druckspannung $r_b = \frac{g+p}{g+6p} \cdot \sigma_b < \frac{2}{9}\,\sigma_b$ sein, wo σ_b aus den erwähnten Bruchbelastungen der Balken zu berechnen ist. Ähnlich der dänischen ist die von Saliger vorgeschlagene Formel $\sigma = \sigma_p \frac{E+V}{E+\xi V}$, wo aber σ_p die überhaupt höchste zulässige Spannung (beim Beton $^1/_3$ bis $^1/_2$ der Druckfestigkeit), ξ einen Koeffizienten zwischen 2 und 3, E und V die aus dem Eigengewicht und der Verkehrslast herrührenden Normalkräfte oder Biegungsmomente bedeuten sollen.

Die angegebenen Werte lassen keinen unmittelbaren Vergleich zu, weil dabei die sehr verschieden vorgeschriebene Größe der Würfel für die Ermittlung der Druckfestigkeit und der Wert der Zahl n in Betracht kommt. Wie ersichtlich, sind die französischen Bestimmungen die mildesten, die preußischen die strengsten. Die Erläuterungen zu den französischen Bestimmungen sagen selbst, daß die Spannungen sehr hoch seien, für deren Anwendung müßten aber die Unternehmer die Verantwortung tragen, da sie auf ihre Veranlassung zugelassen seien, die Verwaltung werde für ihre Bauten jedenfalls mit geringeren Spannungen rechnen. Richtig zu bewerten ist die Tragweite dieser Bestimmung aber nur durch Zusammenhalt mit der über die zulässige Eisenzugspannung, die weiterhin noch zu erörtern sein wird. Bei den preußischen Bestimmungen ist nicht außer acht zu lassen, daß abweichend von fast allen übrigen Bestimmungen eine obere Grenze für die zulässige Betondruckspannung nicht angegeben und diese nur von der erzielbaren Druckfestigkeit abhängig gemacht ist. Will man Spannungswerte verwenden, wie sie in anderen Ländern zugelassen werden, so werden allerdings fettere Mischungen oder geringerer Wasserzusatz erforderlich sein. Letzterer wird namentlich bei Säulen am Platze sein, wo ohnehin der beste Beton nötig ist. Die obige Zusammenstellung zeigt, daß, abgesehen von den französischen Bestimmungen, bei reinem Druck überall eine geringere Spannung zugelassen wird als in den auf Biegung beanspruchten Bauteilen, hauptsächlich wohl, weil über das Verhalten der Säulen unter Druck, die Druckverteilung zwischen Beton und Eisen, die Wirksamkeit der Querbewehrung u. dergl. die Anschauungen noch zu wenig geklärt sind. Um eine übermäßige Stärke der Säulen zu vermeiden, könnte man vielleicht von dem Berechnungsverfahren Gebrauch machen, das in den englischen Vorschriften vorgesehen ist. Dort darf für die oberste Geschoßdecke die volle Nutzlast, für die nächsttiefere 10 vH. weniger, für die folgende 20 vH. weniger usw. bis herab zu 50 vH. angesetzt werden. Ähnliche Vorschriften bestehen unseres Wissens auch in Amerika. Beachtenswert erscheint ferner auch die österreichische Vorschrift, daß bei exzentrisch belasteten Stützen die größte Randspannung die bei Biegung zugelassene Spannung erreichen darf; ein gleiches Verfahren ist ja auch bei Bauwerken aus anderen Baustoffen vielfach üblich. Nicht ausreichend gerechtfertigt erscheint aber die Barkhausensche Forderung, Stützen, die mit Balken fest verbunden wie Steifrahmen wirken, schlechthin als auf Biegung beanspruchte Bauteile zu betrachten und höher beanspruchen zu dürfen.

Denn die Biegungsspannung tritt hier meist derartig weit hinter der Normalspannung zurück, daß sie füglich außer Betracht bleiben muß.

Eisenzugspannung. Vielfach wird noch ein Unterschied zwischen Flußeisen und Schweißeisen gemacht, doch wird es genügen, an dieser Stelle nur auf ersteres Rücksicht zu nehmen.

Nach den deutschen Leitsätzen darf die Eisenzugspannung 1000 kg, nach den preußischen Bestimmungen ebensoviel betragen. Für die preußischen Eisenbahnen gelten bei Gleisunterbauten bis 5 m Spannweite 800, bei Gleisunterbauten von mehr als 20 m Spannweite und bei Straßenbrücken 1000, bei Fußgängerbrücken und Straßenbrücken mit 500 kg Nutzlast, Futtermauern, Wasserbehältern 1200 kg/cm² als zulässige Spannungen. Die württembergischen Vorschriften lassen für Zug und Druck bei geringen Erschütterungen 1000, bei starken Erschütterungen 750 kg/cm² zu In den Schweizer Normen gelten bei überschläglicher Rechnung für Balken 1000, für Platten 1200, bei genauerer $1300 - 5\,\sigma_{b_z}$ als zulässig, wo σ_{b_z} die ermittelte theoretische Zugspannung des Betons bei Annahme homogenen Baustoffs bedeutet. Bei den schweizerischen Eisenbahnen sind für Hochbauten 1000, für Bahnbauten 800 kg zulässig. In Österreich gelten bei Hochbauten 950, bei Straßenbrücken $800 + 3\,l$ (Meter) bis höchstens 900 kg. In den Verhandlungen des Österreichischen Betonvereins wird auch hier eine Erhöhung der Spannungen befürwortet. So will Teischinger bei mäßig erschütterten Bauteilen Flußeisen mit 1050, v. Thullie Stahl allgemein mit 1100 kg beanspruchen, während Saliger auch für Eisen die oben für Beton angegebene Formel anwenden will, wobei σ_p die Proportionalitätsgrenze bedeuten soll. — In Frankreich gilt die Hälfte, bei Stößen und Belastungswechseln 0,4 der Elastizitätsgrenze als zulässige Spannung. Italien läßt 1000 kg, bei gestücktem Eisen 800, England 1055 bis 1195 bezw. bei härterem Stahl, d. i. bei mehr als 4220 kg Zugfestigkeit, bis zur Hälfte der Elastizitätsgrenze, Dänemark $r_b = \frac{g+p}{g+4p} \cdot 3500$, jedoch nur bis 1200 kg/cm² zu.

Die früher in Preußen zulässige Spannung von 1200 ist in den jetzigen Bestimmungen auf 1000 kg/cm² herabgesetzt worden. Es war vielfach hervorgehoben, daß die Spannung von 1200 kg, die nur eine etwa zweifache Sicherheit gegen die Elastizitätsgrenze biete, zu hoch bemessen sei. Aber die gleichzeitige Herabsetzung der Betondruckspannung ist als unnötig neuerdings ebenfalls bemängelt worden, weil die Tragfähigkeit überwiegend von der Beanspruchung des Eisens, nicht von der des Betons abhänge und durch Herabsetzung der Eisenzugspannung die Sicherheit des ganzen auf Biegung beanspruchten Bauteils, also auch des Betons, erhöht werde; der praktische Gewinn durch Erhöhung der Sicherheit für den Beton sei auch hinfällig, wenn beim Eisen nur 3 bis $3^1/_2$ fache, beim Beton aber 6 fache Sicherheit gefordert werde. Nach Barkhausen wäre die Eisenzugspannung von 1000 kg noch zu niedrig, selbst 1200 kg nicht zu hoch. Der Einwand wegen der ungleichen Sicherheit in Beton und Eisen läßt sich gegen sämtliche Vorschriften erheben. Nirgends ist für Eisen der hohe Sicherheitsgrad wie für Beton gefordert, wenn man wenigstens beim Eisen von der praktisch allein in Betracht kommenden Elastizitätsgrenze ausgeht. Es wird eben überall die Überzeugung herrschen, daß der Beton ein viel unzuverlässigeres, weil von unvermeidbaren Ausführungsfehlern viel stärker betroffenes Erzeugnis ist als Eisen. Wenn nach Mörschs Ansicht die Betonspannung nicht weiter hätte ermäßigt werden sollen, so dürfte doch auch zu beachten sein, daß die Zulassung höherer Spannung im Beton bei gleichbleibender Eisenspannung

zwar eine Verringerung des Betonquerschnitts gestattet, gleichzeitig aber eine beträchtliche Vergrößerung des Eisenquerschnitts nötig macht. Ob dies in wirtschaftlicher Beziehung einen Vorteil bedeuten würde, mag dahingestellt bleiben.

Über die Druckbeanspruchung des Eisens findet sich in den Schweizer Normen die Vorschrift, daß sie zu 700 kg/cm² anzunehmen sei. Für reine Druckbeanspruchung in Säulen wäre die Vorschrift nicht nötig, da in diesen die Eisendruckspannung bei der üblichen Rechnungsannahme nicht über den n fachen Wert der Betonspannung, im vorliegenden Falle nicht über $20 \cdot 35 = 700$ kg hinausgehen kann. Für Beanspruchung der Druckbewehrung in den auf Biegung beanspruchten Bauteilen würde die Forderung etwas weitgehend erscheinen.

Betonzugspannung. Wie mehrfach erwähnt, ist auf Betonzugspannung Rücksicht zu nehmen nach den preußischen Bestimmungen für Hochbauten und Eisenbahnbauten, nach den österreichischen Bestimmungen für Hochbauten und Straßenbrücken sowie nach den Bestimmungen für die schweizerischen Eisenbahnen. Die preußischen Bestimmungen für Hochbauten lassen, wenn die Zugfestigkeit des Betons durch Zugversuche ermittelt ist, $^2/_3$ dieser Zugfestigkeit als Spannung zu; wird die Zugfestigkeit nicht besonders nachgewiesen, so kann $^1/_{10}$ der Druckfestigkeit als Zugspannung angenommen werden. Bei den preußischen Eisenbahnen kann die Zugspannung zu $\frac{1}{1,5}$ bis $\frac{1}{2,5}$ der aus den Probebalken ermittelten Biegungsspannung zugelassen werden. Nach den österreichischen Bestimmungen darf die Betonzugspannung je nach dem Mischungsverhältnis 21,5 bis 24 kg, bei Straßenbrücken $16,5 + 0,1\,l$ bis $19 + 0,1\,l$ betragen. Bei den schweizerischen Eisenbahnen dürfen die Zugspannungen bei Hochbauten 30 kg, bei den übrigen Bahnbauten 20 kg betragen. Zu beachten ist, daß nach den österreichischen Bestimmungen die Formänderungszahl für Druck eine andere ist als für Zug, während in den übrigen Bestimmungen für beide gleiche Formänderung vorausgesetzt wird, was für die Beurteilung der zugelassenen Zugspannungswerte von wesentlicher Bedeutung ist. Bei der Annahme gleicher Formänderung für Druck und Zug werden die berechneten Betonzugspannungen viel höher erhalten, als sie in Wirklichkeit sein können. Daher müssen auch die zuzulassenden Spannungswerte höher sein, als man tatsächlich zulassen will. Über die Höhe der Betonzugfestigkeit sind wenig zuverlässige Angaben vorhanden; während sie von einigen zu nur etwa 10 kg/cm² gefunden wurden, geben andere sogar Werte bis zu 40 kg an, jedenfalls ein Beweis, daß die Ermittlung der Zugfestigkeit mehr noch von dem Ermittlungsverfahren als von den wechselnden Eigenschaften des Betons abhängig ist. Nach den preußischen Bestimmungen scheint mit hohen Zugfestigkeitswerten gerechnet zu sein; $^2/_3$ der nachgewiesenen Zugfestigkeit würden nur dann auf $^1/_{10}$ der Druckfestigkeit führen, wenn erstere etwa 30, letztere 200 kg/cm² betrüge, in beiden Fällen erhielte man 20 kg als zulässige Zugspannung, eine Zahl, die nur rechnerischen Wert hat, da die wirklich auftretende Zugspannung nach dem preußischen Berechnungsverfahren nicht mehr als die Hälfte der berechneten betragen kann. An und für sich würde die sich hiernach ergebende dreifache Sicherheit gegen die Zugfestigkeit ziemlich hoch erscheinen, doch wird man schon deshalb, weil der Beton in Körpern, die an der Luft erhärten, also in der überwiegenden Mehrzahl der praktischen Anwendung durch das Schwinden schon ziemlich erheblichen Zugspannungen ausgesetzt ist, ihm überhaupt nur ganz mäßige Biegungsspannungen zumuten dürfen.

Bei den Bestimmungen für die preußischen Eisenbahnen wird die Betonzugfestigkeit

aus Biegeversuchen ermittelt, die Berechnung mit gleich großen Formänderungszahlen für Zug und Druck gibt jedoch die Zugfestigkeit zu hoch an, wozu dann der fernere Umstand tritt, daß an und für sich jede Berechnung auf Biegung die Zugspannung höher angibt, als sie bei reinem Zug ist. Wenn dann noch gegen die berechnete Zugfestigkeit eine 1,3 bis 2,5fache Sicherheit gefordert wird, so ist die Sicherheit gegen die wirkliche reine Zugfestigkeit etwa doppelt so hoch, d. h. 2,6 bis 5fach, also noch etwas höher als nach den Bestimmungen für die Hochbauten.

Die österreichischen Vorschriften nähern sich wegen der Annahme ungleicher Formänderungszahlen für Druck und Zug mehr den tatsächlichen Verhältnissen bei der Spannungsverteilung, geben aber wohl auch die Betonzugspannung noch zu hoch an. Auf diesen Umstand sind wohl die hohen zugelassenen Spannungswerte zurückzuführen, die trotzdem noch eine reichliche Sicherheit gewähren. Mit diesen Zahlen und der angenommenen Spannungsverteilung werden jedenfalls in Platten des üblichen Bewehrungsverhältnisses niemals Zugspannungen auftreten, die das zugelassene Maß überschreiten; die Forderung des rechnerischen Nachweises für alle Fälle erscheint daher als zu weitgehend.

Ohne Zweifel führt die Berücksichtigung der Betonzugspannungen zu einer Verstärkung der Rippen in Plattenbalken, da hier bei der meist üblichen Breite der Rippen der Betonquerschnitt keinesfalls ausreicht, um Zugspannungen in nennenswertem Maße aufzunehmen. Hauptsächlich aus diesem Grunde erfahren die Vorschriften vielfache Anfechtung. Doch scheint neuerdings auch außerhalb der Aufsichtsbehörden die Ansicht Platz zu greifen, daß eine gewisse Rücksichtnahme auf das Vermeiden der Risse geboten sei. So schlägt Mörsch vor, die Eisenzugspannung in Plattenbalken auf 850 kg/cm² herabzusetzen, und Saliger, sie auf 800 bis 900 kg zu bemessen. Damit wäre dem Auftreten der Zugrisse in der Tat schon einigermaßen vorgebeugt. Nach den Erläuterungen zu der württembergischen Vorschrift glaubt man mit der zugelassenen Eisenspannung von 1000 bei mäßig und von 800 kg/cm² bei stark erschütterten Bauteile eine ausreichende Sicherheit gegen Betonzugrisse geschaffen zu haben.

Schub- und Haftspannungen.

Die deutschen Leitsätze lassen für Schub bei Biegung 4,5, für Adhäsion 7,5 kg/cm², die preußischen Bestimmungen 4,5 kg für beides zu, wenn nicht größere Schubfestigkeit nachgewiesen wird, von der dann $^1/_5$ zulässig ist, die österreichischen Bestimmungen je nach Mischungsverhältnis für Schub 3,5 bis 4,5, für Haftung 4,5 bis 5,5, bei Straßenbrücken 3 bis 4 bezw. 4 bis 5 kg/cm². In den schweizerischen Normen ist nur für Schub eine Zahl, nämlich 4 kg angegeben, für die schweizerischen Bahnen bei Hochbauten die Schubspannung auf 4, bei Bahnbauten auf 3 kg festgesetzt. Nach den italienischen Vorschriften soll nicht der Beton, sondern das Eisen die Schubspannung aufnehmen, letztere im Höchstbetrage von 800 kg/cm². Der Haftspannung wird keine Erwähnung getan. Nach den französischen Bestimmungen ist für Schub- und Haftspannung $^1/_{10}$ der zulässigen Druckspannung, nach den englischen für Schubspannung 4,2 und für Haftspannung 7 kg/cm², nach den dänischen für Schub- und Haftspannung $^1/_8$ der Druckspannung zulässig. Die württembergische Vorschrift gestattet

	bei mäßigen	bei starken
	Erschütterungen	
für Schub bei Biegung . . .	3 bis 4,5 kg/cm²	2 bis 3 kg/cm²
für Adhäsion	7,5 „	5 „

Wie ersichtlich, neigt man im ganzen doch mehr zu einer Ermäßigung der früher als zulässig erachteten Werte sowohl für Schub- als für Haftspannung. Für die Haftspannung einen höheren Wert als für Schubspannung zuzulassen, erscheint eigentlich zwecklos, da die Haftung nicht mehr wirksam sein kann, wenn der Beton durch Schubspannung zerstört wird.

Über keinen Zweig des Eisenbetonbaues bestehen zur Zeit so viele Meinungsverschiedenheiten, wie über die Frage der Berücksichtigung der Schub- und Haftspannungen, namentlich über die Art der Verteilung der Schubkräfte auf den Beton und das Eisen. Es möge hier nur die in den deutschen Leitsätzen und den preußischen Bestimmungen gemachte Voraussetzung gestreift werden, daß in Balken von den Eiseneinlagen bei der Berechnung der von ihnen aufzunehmenden Haftspannung nur die unten liegenbleibenden, also nicht aufgebogenen Eisen in Betracht kommen. Diese Ansicht wird auch von Mörsch in seinem Werke „Der Eisenbetonbau" 3. Aufl. unter Beibringung von reichlichem Versuchsmaterial als zutreffend nachgewiesen. Dagegen kommt v. Bach in seiner Arbeit (Heft 45 bis 47 der Mitt. über Forschungsarbeiten 1907) auf Grund von Versuchen an Eisenbetonbalken zu der abweichenden Ansicht, daß es unrichtig sei, nur die nicht aufgebogenen Eisen als an der Uebertragung des Gleitwiderstandes beteiligt anzusehen. Ähnlich hatte schon v. Emperger in Heft III und V der Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons (1905 u. 1906) die Anschauung vertreten, daß sämtliche Zugeisen zur Aufnahme der Haftspannungen heranzuziehen seien. Bei diesem Widerstreit der Meinungen erscheint es nicht unberechtigt, wenn die Aufsichtsbehörden an der anscheinend größere Sicherheit bietenden Auffassung von der Nichtbeteiligung der aufgebogenen Eisen festhalten.

Rechnungsverfahren.

Mehrfach ist im Anhang zu den Bestimmungen das nach den aufgestellten Grundsätzen im einzelnen einzuschlagende Rechnungsverfahren angegeben und durch Beispiele erläutert, so besonders in den deutschen Leitsätzen und den preußischen Bestimmungen, neuerdings auch in den württembergischen Vorschriften. In den preußischen ist der betreffende Abschnitt gegen die früheren Bestimmungen wesentlich erweitert worden, hauptsächlich wegen der geforderten Mitberücksichtigung der Betonzugspannungen. Gegen diese Beigaben zu den Vorschriften sind vielfach Bemängelungen allgemeiner Art erhoben worden. Man fand sie teils zu breit und lehrhaft, teils aber nicht weit genug gehend, weil sie namentlich die Behandlung statisch unbestimmter Systeme, z. B. des Steifrahmens, vermissen ließen. Beide Einwände sind, obwohl von entgegengesetzten Anschauungen ausgehend, nicht unberechtigt. Indessen wird zu berücksichtigen sein, daß die Vorschriften in die Hand zahlreicher Techniker gelangen, die nicht über volle fachliche Ausbildung verfügen und der Behandlung von Aufgaben, die die volle Beherrschung der höheren Mathematik voraussetzen, nicht gewachsen sind. Aber selbst diesen wird man wenigstens die Herleitung der gewöhnlichen Formeln, wenn auch auf dem einfachsten Wege, nicht vorenthalten dürfen. Möglich, daß bei der immer mehr Platz greifenden Berücksichtigung des Eisenbetonbaues im Unterricht auf den Fachschulen in Zukunft eine eingehende Darlegung des einzuhaltenden Rechnungsganges entbehrlich wird; für den Anfang wird sie immerhin nützlich sein. Dem auf der Höhe der Fachbildung stehenden Ingenieur aber wird es keine Schwierigkeit bereiten, auch die verwickelteren Aufgaben der statisch unbestimmten Systeme ohne besondere Anleitung zu lösen.

In sachlicher Beziehung wird hauptsächlich die Umständlichkeit des Verfahrens beklagt, die langwierige rechnerische Operationen nötig mache. Das ist aber in der Natur der Sache begründet. Solange man sich nicht entschließt, auf die äußerste Ausnutzung des Betons und des Eisens zu verzichten, ist man eben an das umständliche Rechnungsverfahren gebunden. Vielfach wird betont, daß eine vereinfachende Annahme für die Lage der Nullinie gemacht werden könne, da sich bei Biegeversuchen mit Balken stets gefunden hat, daß für die Anfangsspannungen bei der gewöhnlichen Bewehrung die Nullinie sich ungefähr in der Mitte des Betonquerschnitts befindet. Die allgemeine Annahme dieser Lage würde die langwierige Ermittlung nach dem jetzigen Verfahren unnötig machen. Da sie aber ohne Zweifel zu beträchtlich höheren Eisenquerschnitten führt, so wird wohl einstweilen auf die Annahme dieses Vorschlags wenig zu rechnen sein. — Man kann ferner die Rechenarbeit wesentlich beschränken, wenn man für bestimmte Spannungswerte die Widerstandsmomente berechnet und in Tabellen angibt. Dies ist in den preußischen Bestimmungen auch geschehen; die Tabellen haben den Vorzug geringen Umfangs und leichter Übersichtlichkeit, was man den sonst erschienenen umfangreichen Tabellenwerken nicht nachsagen kann. Für Italien sind sie umgerechnet auf $n = 10$, sonst aber in genauer Nachbildung in der Zeitschrift Il cemento 1908 erschienen (siehe Armierter Beton 1909, S. 139). Für Plattenbalken lassen sich, wenn man keine festen Beziehungen zwischen der Breite und Stärke der Platte und der Breite der Rippen herstellt, derartige kurze Tabellen kaum aufstellen; indessen kann man die Tabellen für Platten und Balken ohne weiteres auf Plattenbalken anwenden, wenn man die Nullinie in die Unterkante der Platten bringt.

Auch den französischen Bestimmungen ist ein wenn auch nicht so wie bei den preußischen ins einzelne gehender Anhang über das Berechnungsverfahren angefügt. Für die österreichischen Bestimmungen ist das Berechnungsverfahren nicht angegeben, das ausführliche Werk von Haberkalt u. Postuvanschitz, Die Berechnung der Tragwerke aus Eisenbeton oder Stampfbeton, in dem alle nur denkbaren Fälle berücksichtigt sind, soll wohl dafür Ersatz bieten.

Die vorstehende Übersicht gibt ein wenn auch nicht erschöpfendes Bild der großen Meinungsverschiedenheiten, die selbst über grundlegende Fragen zur Zeit noch bestehen, zugleich aber auch der Schwierigkeiten, die allzuweit ins einzelne gehende Vorschriften herbeiführen. Die übergroße Vorsicht, die von den Behörden der Eisenbetonbauweise anfänglich entgegengebracht wurde, droht zu einer jetzt nicht mehr berechtigten Fessel der Ausführenden zu werden. Dank der unermüdlichen Arbeit hervorragender Fachleute und der Heranbildung eines tüchtigen Ingenieur- und Technikerstandes hat sich die Kenntnis des Eisenbetonbaues derartig vertieft und verbreitet, daß behördliche Bestimmungen alles das unberücksichtigt lassen könnten, was als allgemein bekannt vorausgesetzt werden darf. Das Ziel neuer und vollkommener Vorschriften muß es daher sein, nur über die hauptsächlichsten und einer allgemeinen Regelung unbedingt bedürftigen Fragen Bestimmung zu treffen, im übrigen aber dem ausführenden Ingenieur volle Freiheit in demselben Maße zu lassen, wie dies beim reinen Eisenbau von jeher geschehen ist. Von diesem Standpunkt aus erscheinen die französischen Vorschriften zur Zeit weitaus als die besten, aber auch sie vertragen nach der obigen Auffassung wohl noch eine Kürzung.

I. Vorläufige Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten.

Aufgestellt vom Verbande Deutscher Architekten- und Ingenieurvereine und dem Deutschen Betonverein. 1904.

I. Allgemeines.

Die Leitsätze beziehen sich auf Bauten oder Bauteile aus Beton mit beliebig geformten Eiseneinlagen, bei welchen beide Konstruktionselemente für die Lastübertragung zu gemeinsamer statischer Wirkung gelangen.[1])

II. Bauvorbereitung.

Für Eisenbetonbauten sind an Bauvorlagen in der Regel erforderlich:

1. Zeichnungen, welche die Anordnung im ganzen und im einzelnen klarstellen,
2. statische Berechnungen, welche die Belastungsannahmen und den Nachweis der hinreichenden Sicherheit der Konstruktion in übersichtlicher und prüfbarer Form enthalten,
3. Angaben über die Herkunft, die Beschaffenheit und die Zusammensetzung der zur Verwendung bestimmten Materialien,
4. Angaben über die Zugfestigkeit der Eiseneinlagen sowie über die gewährleistete Druckfestigkeit (Würfelfestigkeit) des Betons,
5. Erläuterungen, z. B. zu schwierigen Konstruktionen, zum Baufortgang und dergleichen.

Die Bauvorlagen sind außer von den Verfassern spätestens vor Baubeginn auch von demjenigen Unternehmer zu unterschreiben, welcher die Ausführung des Eisenbetonbaues unmittelbar übernimmt.

Durch die Zulassung der Bauausführung seitens der zuständigen Behörde wird der Unternehmer in keiner Weise von seiner vollen Verantwortung für Entwurf und Ausführung entbunden.

---

[1]) Sinngemäße Anwendung finden die Leitsätze auch auf den Steinbau mit Eiseneinlagen, bei welchem das eingemörtelte Eisen die Zug- oder Biegungsspannungen aufzunehmen hat.

III. Prüfung der Bauvorlagen.

Da es zur Zeit noch an einer allgemein anerkannten Theorie für die Berechnung der Eisenbetonbauten fehlt, wird empfohlen, bis auf weiteres die Entwürfe für Eisenbetonbauten unter Zugrundelegung der im Anhang gegebenen und durch Beispiele erläuterten angenäherten Berechnungsweise zu prüfen.

IV. Bauausführung.

A. Bauleitung und Bauarbeiter.

Der Unternehmer von Eisenbetonbauten darf die unmittelbare Leitung derartiger Bauten nur solchen Personen übertragen, welche diese Bauart gründlich kennen.

Zur Ausführung müssen geschulte Arbeiter unter dauernder Aufsicht vollständig mit der Bauweise vertrauter Techniker oder zuverlässiger Vorarbeiter verwendet werden.

Auf Anfordern des Bauherrn oder der zuständigen Behörde ist der Unternehmer verpflichtet, nachzuweisen, daß die mit der Leitung und Beaufsichtigung betrauten Personen bei Ausführung von Eisenbetonbauten schon mit Erfolg tätig gewesen sind.

B. Material und seine Verarbeitung.

1. Eiseneinlagen.

Vor der Verwendung ist das Eisen von Schmutz und Fett sowie von losem Rost zu befreien.

Es wird empfohlen, die auf Zug beanspruchten Eiseneinlagen an den freien Enden umzubiegen oder derart zu gestalten, daß dadurch ein Gleiten der Eisen im Beton erschwert wird.

Schweißstellen sind möglichst zu vermeiden, jedenfalls sollen sie nicht an den gefährlichen Stellen liegen.

Das Einlegen der Eisen muß derart erfolgen, daß ihre planmäßige Lage möglichst genau innegehalten wird und daß ein vollständiges Umschließen der Eiseneinlagen durch den Beton erzielt werden kann.

Die Deckung der Eisenstäbe, d. i. der Abstand der Oberfläche des Eisens von der Außenfläche des Betons, soll in der Regel nicht weniger als 1 cm betragen. Bei geringerer Stabdicke als 1 cm kann die Stärke der Deckung bis auf 0,5 cm ermäßigt werden, wenn später Putz aufgetragen wird.

2. Zement.

Es darf nur anerkannt guter und den für Portlandzement geltenden Normen entsprechender Zement verwendet werden.

3. Sand, Kies und sonstige Zuschläge.

Sand, Kies und sonstige Zuschläge müssen zur Betonbereitung geeignet sein (vergl. hierzu II4 und VA4).

Das Korn der Zuschläge darf nur so grob sein, daß die Verarbeitung des Betons zwischen den Eiseneinlagen und zwischen Schalung und Eiseneinlagen noch mit Sicherheit stattfinden kann.

Saure[1]) Schlacke darf als Zuschlag nur verwendet werden, wenn ihre Unschädlichkeit nachgewiesen wird.

4. Beton.

Der Beton soll in der Regel nach 28tägiger Erhärtung unter normalen Witterungsverhältnissen in Würfeln von 30 cm Seitenlänge eine Druckfestigkeit von 180 bis 200 kg/cm² besitzen.

---

[1]) Probe mit Lackmuspapier in der Regel genügend.

Er muß so weich verarbeitet werden, daß eine vollständig dichte Umschließung der Eiseneinlagen durch den Mörtel des Betons erzielt wird.

Der im Beton enthaltene Mörtel darf bei Verwendung eines gemischtkörnigen Sandes bis 7 mm Korngröße nicht magerer als 1 : 3 sein. Zuschläge von Kiessteinen oder harten Steingeschlägen passender Größe dürfen bis zu gleichen Teilen wie Sand beigegeben werden.

Das Zubereiten des Betons muß derart erfolgen, daß die Menge der einzelnen Bestandteile jederzeit kontrolliert werden kann. Sofern die Mischung des Betons nach Raumteilen (d. h. durch Messung) erfolgt, gilt als Voraussetzung, daß der Zement ohne Fall in das Maßgefäß eingeschüttet (nicht eingerüttelt) wird.

Zur Umrechnung von Raumteilen auf Gewichtsteile ist 1 m^3 Portlandzement zu 1400 kg Gewicht anzunehmen.

C. Schalung und Stützung. Ausrüstungsfristen.

Die Schalungen müssen so stark sein, auch so fest verbunden und unterstützt werden, daß eine genaue Herstellung der Bauteile in den beabsichtigten Formen gewährleistet ist.

Sie müssen auch ein Einstampfen des Betons in dünnen Schichten ermöglichen und leicht und gefahrlos unter Belassung der etwa noch notwendigen Stützung entfernt werden können.

Die Fristen, welche zwischen der Beendigung des Einstampfens und dem Ausrüsten (d. i. Entfernung von Schalung und Stützung) liegen müssen, sind von der jeweiligen Witterung, von der Stützweite und dem Eigengewicht der Bauteile abhängig. Die seitliche Schalung von Balken und Stützen sowie die Schalung von Deckenplatten kleinerer Abmessungen kann schon nach genügender Erhärtung des Betons, d. h. nach wenigen Tagen, entfernt werden, während die Stützung der Balken nie vor Ablauf von 14 Tagen beseitigt werden darf. Bei größeren Stützweiten und Querschnittsabmessungen sind unter Umständen Fristen von 4 bis 6 Wochen erforderlich.

Bei mehrgeschossigen Gebäuden darf die Stützung der untenliegenden Decken erst entfernt werden, wenn die Erhärtung der Decken so weit vorgeschritten ist, daß deren Tragfähigkeit zur Aufnahme der vorhandenen Auflast ausreicht.

Tritt während der Erhärtungsdauer Frost ein, so sind die Ausrüstungsfristen mindestens noch um die Dauer der Frostperiode zu verlängern.

D. Schutz der Bauteile.

Die Eisenbetonkonstruktionen müssen sofort nach Beendigung des Stampfens in geeigneter Weise gegen Beschädigungen sowie gegen Einwirkungen geschützt werden, welche auf die Erlangung einer ausreichenden Tragfähigkeit von nachteiligem Einfluß sein könnten. Auch ist dafür Sorge zu tragen, daß die Konstruktionen nach Erlangung ihrer Tragfähigkeit nicht durch Vornahmen irgendwelcher Art geschwächt werden, z. B. durch Einstemmen von Löchern und Schlitzen für Rohrleitungen u. dergl. an *ungeeigneter* Stelle.

V. Beaufsichtigung und Prüfung der Bauausführung.

A. Prüfung während der Ausführung.

In der Regel muß sich die Prüfung erstrecken:

1. auf die sachgemäße Ausführung der Schalung und Stützung,
2. auf die planmäßige Verwendung, Anordnung und Stärke der Eiseneinlagen,
3. auf die Verwendung der richtigen Betonmischung,

4. auf die Feststellung, daß die verwendeten Materialien die vom Unternehmer angegebene Festigkeit besitzen (vergl. unter II4). Die Feststellung kann z. B. erfolgen durch die Prüfung auf der Druckpresse von Betonwürfeln mit 30 cm Seitenlänge, zu deren Herstellung der an der Baustelle zur Verwendung kommende Beton zu nehmen ist, oder durch Beibringung der Prüfungszeugnisse über Festigkeitsproben, welche mit Teilen des Baumaterials in einer Versuchsanstalt stattgefunden haben.

Unter Umständen kann die Prüfung auch durch Ausführung eines Probebauteils (z. B. eines Plattenbalkens) und Belastung desselben bis zum Bruch nach Ablauf einer Erhärtungsfrist von 28 Tagen erfolgen, wobei die Einsenkungen im Verlauf der Probebelastung möglichst genau zu ermitteln sind.

B. Prüfung nach Beendigung der Ausführung.

Di Prüfung hat sich zu erstrecken:

1. auf die Feststellung ausreichender Erhärtung der Bauteile vor ihrer Ausrüstung,
2. auf die Feststellung, ob sämtliche Bauteile nach dem Ausrüsten unversehrt sind,
3. auf die Feststellung, daß die rechnungsmäßigen Konstruktionsstärken vorhanden sind, durch Stichproben (z. B. durch Herstellung einzelner Löcher in einzelnen Decken),
4. unter Umständen auch auf die Vornahme von Belastungsproben.

Derartige Proben sind stets vorzunehmen, wenn begründeter Verdacht vorhanden ist, daß Bauteile nicht einwandfrei hergestellt oder daß sie durch Einflüsse irgendwelcher Art in ihrer Tragfähigkeit beeinträchtigt sind.

Belastungsproben dürfen erst nach 45tägiger Erhärtung des Betons stattfinden.

Bei Probebelastung von Deckenplatten und Balken soll, wenn mit g das Eigengewicht und mit p die gleichförmig verteilte Nutzlast bezeichnet wird, bei Belastung des ganzen Feldes und bei Nutzlasten bis zu 1000 kg/m² die aufzubringende Last den Wert von $0{,}8\,g + 1{,}8\,p$ nicht übersteigen.

Bei höheren Nutzlasten als 1000 kg/m² sind die Probelasten entsprechend herabumindern.

Die derart belasteten Bauteile können als ausreichend sicher dann angesehen werden, wenn nennenswerte bleibende Formänderungen nicht entstanden sind.

Auf eine möglichst genaue Ermittlung der Einsenkungen des Bauteils in den einzelnen Abschnitten der Belastungsprobe ist Gewicht zu legen.

C. Pflichten des Unternehmers.

Der Unternehmer muß gewärtig sein und ist verpflichtet, auf Erfordern des Bauherrn oder der zuständigen Behörde den Nachweis für die Richtigkeit seiner Angaben und für die Güte seiner Bauausführung durch die vorstehend unter VA4, VB3 und VB4 bezeichneten Veranstaltungen zu führen.

Die hierfür aufzuwendenden Kosten müssen in angemessenem Verhältnis zu den Gesamtkosten der Bauausführung stehen.

VI. Ausnahmebestimmung.

Abweichungen von den in vorstehenden Leitsätzen gegebenen Regeln sind zulässig, sobald sie durch eingehende Versuche, durch die an vorhandenen Bauten gesammelten Erfahrungen oder durch Urteile maßgebender Persönlichkeiten ausreichend begründet werden können.

Anhang zu vorstehenden Leitsätzen, betreffend die bei der Prüfung von Eisenbetonbauten anzuwendende Berechnungsweise.

A. Grundlagen für die Berechnung.

I. Äußere Kraftwirkungen.

1. Lasten.

Es sind zu unterscheiden:

a) das Eigengewicht des Eisenbetons, welches mit dem Durchschnittswert von 2400 kg/m³ anzunehmen ist, sofern nicht geringeres Gewicht nachgewiesen wird,

b) die übrige ständige Belastung,

c) die Nutz- oder Verkehrslast.

2. Lagerdrücke, Momente, Querkräfte.

a) Für die Berechnung der Lagerdrücke, Momente und Querkräfte sind die Regeln der Statik und Elastizitätslehre maßgebend.

b) Um die Grenzwerte zu erhalten, ist die ungünstigste Verteilung und Stellung der Nutz- oder Verkehrslast in Betracht zu ziehen.

c) Etwaige Stoßwirkungen können durch die sonst üblichen Zuschläge zu den Verkehrslasten berücksichtigt werden.

d) Als Stützweite ist in Rechnung zu stellen:

1. bei Balken die Entfernung der Auflagermitten;

Sofern der Berechnung nicht andere Annahmen zugrunde gelegt werden müssen:

2. bei frei aufliegenden Deckenplatten die Freilänge der Deckenplatte zuzüglich der Plattendicke in der Mitte;
3. bei kontinuierlichen Platten die Entfernung von Mitte bis Mitte der Balken.

e) Sofern für Einspannung und Kontinuität von Deckenplatten und Balken die erforderlichen Voraussetzungen vorhanden sind, müssen die an den Auflagern auftretenden Biegungsmomente bei Bemessung der Auflagerquerschnitte durch Anordnung der Eiseneinlagen nahe der gezogenen Oberfläche berücksichtigt werden.

Wird für kontinuierliche Balken oder Platten eine Berechnung auf Kontinuität nicht durchgeführt oder bei letzteren eine Einspannung zwischen Trägern oder Mauern nicht nachgewiesen, so dürfen bei gleicher Feldweite und gleichförmig verteilter Last die Momente über den Auflagern nicht kleiner als $\frac{pl^2}{8}$ und in Feldmitte nicht kleiner als $\frac{pl^2}{10}$ angenommen werden. Bei ungleicher Feldweite bezieht sich $\frac{pl^2}{8}$ für das Stützenmoment auf die größte Feldweite.

Eine Einspannung von Balkenenden in Mauern ist in den wenigsten Fällen vorhanden und soll daher unberücksichtigt bleiben, sofern nicht besondere konstruktive Anordnungen eine Einspannung der Enden gewährleisten. In diesem Falle ist die Möglichkeit der Einspannung durch Rechnung nachzuweisen.

f) Bei Berechnung von Stützen ist die Möglichkeit exzentrischer Belastung in Betracht zu ziehen.

II. Innere Kraftwirkungen.

a) Die inneren Kräfte und Spannungen im Beton werden ermittelt unter der Voraussetzung homogenen Materials. Der Elastizitätsmodul des Betons auf Druck E_b wird als konstant derart angenommen, daß das Verhältnis des Elastizitätsmoduls des

Eisens zu dem des Betons $E_e : E_b = n = 15$ wird, so daß demnach die Eisenquerschnitte mit dem 15fachen ihres wirklichen Wertes in Rechnung zu stellen sind.

b) Die Ermittlung der inneren Kräfte und Spannungen des auf Zug beanspruchten Eisens erfolgt unter der Voraussetzung, daß die auftretenden Zugspannungen sämtlich vom Eisen aufgenommen werden müssen, die Zugfestigkeit des Betons somit außer Betracht bleibt.

c) Das auf Druck beanspruchte Eisen wird mit dem 15fachen seines Querschnitts in die Rechnung eingeführt. Die Knickgefahr ist zu berücksichtigen.

III. Zulässige Spannungen.

a) Die zulässige Beanspruchung richtet sich nach der Bruchfestigkeit der zur Verwendung gelangenden Materialien und nach der Berechnungsart.

b) In der Voraussetzung, daß der verwendete Beton nach 28tägiger Erhärtung eine Druckfestigkeit von 180 bis 200 kg/cm² und das Eisen eine Zugfestigkeit von 3800 bis 4000 kg/cm² besitzt, sollen bei Anwendung der im folgenden gegebenen Annäherungsrechnung die nachstehenden Spannungswerte nicht überschritten werden:

bei	Beton	auf	Druck bei Biegung .	40,0 kg/cm²
„	„	„	unmittelbaren Druck	35,0 „
„	„	„	Schub bei Biegung .	4,5 „ [1]
„	„	„	Adhäsion	7,5 „
„	Eisen	„	Zug	1000,0 „

Für Beton von höherer Druckfestigkeit sind entsprechend höhere Spannungswerte für Druck zulässig, bis zu 50 kg/cm². Gleiches gilt von Eisen mit höherer Zugfestigkeit.

B. Annäherungsrechnung.

I. Einfache Biegung.

1. Rechteckiger Querschnitt. Platten.

a) Mit einfacher Eiseneinlage. Es bedeute:

F_e = Querschnitt der auf die Plattenbreite b (in cm) entfallenden gezogenen Eiseneinlagen in cm²,

h = Nutzhöhe,

$$n = \frac{E_e}{E_b} = 15,$$

M = Moment der äußeren Kräfte in cmkg,

V = Querkraft des betreffenden Querschnitts in kg.

Dann ist nach Abb. 1 die Entfernung der neutralen Schicht vom oberen Rande

$$x = \frac{nF_e}{b}\left[-1+\sqrt{1+\frac{2bh}{n \cdot F_e}}\right],$$

die Beanspruchung des Betons $\sigma_b = \dfrac{2M}{bx(h - x/_3)}$,

die Beanspruchung des Eisens $\sigma_e = \dfrac{M}{F_e(h - x/_3)}$,

[1]) Sofern sich bei Deckenplatten und Balken eine höhere Schubspannung als die zulässige von 4,5 kg/cm², ergibt, ist mit Rücksicht auf die unter 45° geneigten, in der Nähe der Auflager auftretenden Zugspannungen welche der Schubspannung gleichgesetzt werden können, ein Teil der unteren Eiseneinlagen daselbst in geneigter Richtung nach oben abzubiegen und in der Druckzone zu verankern. Die Zahl der abzubiegenden Eisen bestimmt sich daraus, daß sie die über 4,5 kg/cm² hinausgehenden geneigten Zugspannungen aufzunehmen haben.

In Rücksicht auf die bessere Übertragung der Schubkräfte aus dem Balkensteg in die Deckenplatte wird empfohlen, bei Plattenbalken den Übergang mit einer Ausrundung oder Abschrägung zu versehen.

die Schubspannung $\tau_0 = \frac{V}{b\,(h - x/3)}$,

die Adhäsionsspannung der in dem betreffenden Querschnitt hierfür in Betracht kommenden Eiseneinlagen

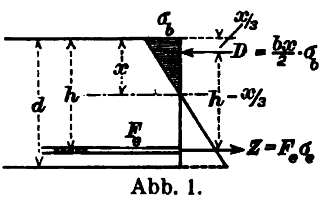


Abb. 1.

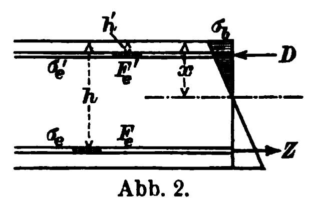


Abb. 2.

$$\tau_1 = \frac{b\,\tau_0}{\text{Umfang der Eiseneinlagen}}.$$

Eine Berechnung der Schub- und Adhäsionsspannungen ist bei einfachen Platten in der Regel entbehrlich.

b) Mit doppelter Eiseneinlage. Mit den Bezeichnungen der Abb. 2 ergibt sich der Abstand x der neutralen Schicht aus der quadratischen Gleichung

$$x^2 + 2\,xn\,\frac{F_e + F_e'}{b} = \frac{2\,n}{b}\,(hF_e + h'\,F_e').$$

Ist hieraus x ermittelt, so folgt als Druckspannung des Betons

$$\sigma_b = \frac{6 \cdot M \cdot x}{b\,x^2\,(3\,h - x) + 6\,F_e' \cdot n\,(x - h')\,(h - h')},$$

als Zugspannung der unteren Eiseneinlage

$$\sigma_e = \frac{\sigma_b\,(h - x)\,n}{x},$$

als Druckspannung der oberen Eiseneinlage

$$\sigma_e' = \frac{\sigma_b\,(x - h')\,n}{x}.$$

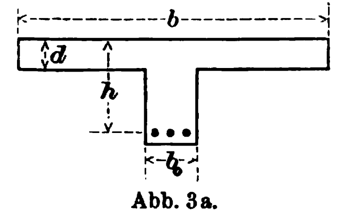


Abb. 3a.

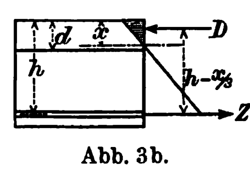


Abb. 3b.

2. T-förmiger Querschnitt. Plattenbalken.

Die wirksame Plattenbreite b ist mit $b \leqq 1/3\,l$ anzunehmen, worin l die Stützweite des Balkens bedeutet; b darf aber hierbei nicht größer sein als der Trägerabstand.

Zu unterscheiden sind zwei Fälle:

a) $x \leqq d$ (vergl. Abb. 3).

Die unter I 1a gegebenen Formeln sind auch hier gültig. Zu berechnen sind unter Umständen die Schubspannungen im Steg und die Adhäsionsspannungen an den am Auflager noch vorhandenen Eiseneinlagen. Diese sind

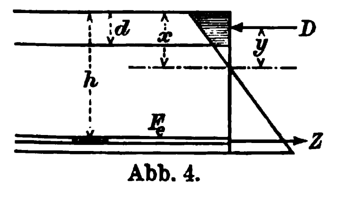


Abb. 4.

$$\tau_0 = \frac{V}{b_0\,(h - x/3)},$$

$$\tau_1 = \frac{b_0\,\tau_0}{\text{Umfang der Eiseneinlagen}}.$$

b) $x > d$ (vergl. Abb. 4).

Unter Vernachlässigung der geringen Druckspannungen im Steg ergibt sich

$$x = \frac{2\,nhF_e + b\,d^2}{2\,(nF_e + b\,d)} \quad \text{und} \quad y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6\,(2\,x - d)},$$

$$\sigma_e = \frac{M}{F_e\,(h - x + y)} \quad \text{und} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_e\,x}{n\,(h - x)}.$$

II. Druck.

Die Eiseneinlagen der Stützen müssen mindestens 0,8 vH. des Gesamtquerschnitts betragen. Die auf Druck beanspruchten Eiseneinlagen sind durch Querverbindungen (in der Regel Rundeisen) gegen Ausknicken zu sichern. Der Abstand der Querverbindungen soll nicht größer sein als die Säulendicke.

1. Stützen ohne Knickgefahr.

a) Zentrischer Druck.

Wenn F_b den Querschnitt des Betonkörpers bedeutet, so wird die zulässige Belastung

$$P = \sigma_b (F_b + n F_e), \text{ worin } n = 15.$$

Ferner ist

$$\sigma_b = \frac{P}{F_b + n F_e}, \quad \sigma_e = \frac{P}{F_e + \frac{F_b}{n}} = n \cdot \sigma_b.$$

b) Exzentrischer Druck (Biegung mit Achsialkraft).

Die Berechnung kann in der gleichen Weise erfolgen wie für Querschnitte aus homogenem Material, dabei ist jedoch in den Ausdrücken für Querschnittsfläche und Trägheitsmoment der Querschnitt der Eiseneinlagen mit dem $n = 15$ fachen seines Wertes zu dem Betonquerschnitt hinzuzurechnen. Treten Zugspannungen auf, so muß das auf der Zugseite gelegene Eisen auch imstande sein, diese aufzunehmen.

Knickgefahr ist nicht vorhanden, solange die Stützen mindestens folgende Abmessungen erhalten:

Beanspruchung des Betons in kg/cm²	Geringster Durchm. bei runden Säulen in Bruchteilen der Stützlänge	Geringste Länge der kurzen Seite bei rechteckigem Querschnitt in Bruchteilen der Stützlänge
30	$^1/_{18}$	$^1/_{21}$
35	$^1/_{17}$	$^1/_{20}$
40	$^1/_{16}$	$^1/_{19}$
45	$^1/_{15}$	$^1/_{18}$
50	$^1/_{14}$	$^1/_{17}$

Da genügende Versuche über die Knickfestigkeit noch fehlen, sollten geringere Querschnittsabmessungen, als vorstehend angegeben, nicht ausgeführt werden.

C. Beispiele zu der Annäherungsrechnung für einige einfache Fälle.

I. Einfache Biegung.

1. Platten.

a) Frei aufliegende Platten mit einfachen Eiseneinlagen.

Lichte Weite . . . . = 2,00 m
Plattendicke . . . . = 0,15 „
Stützweite . . . . = 2,15 m

Die Nutzlast beträgt $p = 1000$ kg/m², das Eigengewicht ist $g = 0{,}15 \cdot 2400 = 360$ kg, also die Gesamtlast $q = 1360$ kg/m² und das Moment für 1 m Breite (vergl. Abb. 1 und 5)

$$M = 1360 \cdot \frac{2{,}15^2}{8} \cdot 100 = 78\,583 \text{ cmkg}.$$

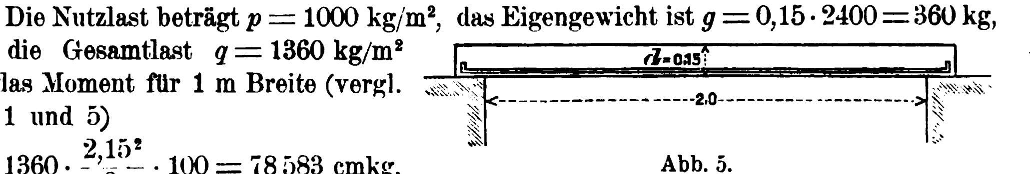


Abb. 5.

Auf 1 m Breite sind unten eingelegt 9 R.-E. von 10 mm Durchm. mit $F_e = 7{,}07$ cm². Für $h = 13{,}5$, $n = 15$ und $b = 100$ ergibt sich der Abstand x der neutralen Achse vom oberen Plattenrand zu

$$x = \frac{n \cdot F_e}{b}\left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2\,b\,h}{n F_e}}\right] = \frac{15 \cdot 7{,}07}{100}\left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 13{,}5}{15 \cdot 7{,}07}}\right] = 4{,}39 \text{ cm};$$

Beanspruchung des Betons

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot (h - x/_3)} = \frac{2 \cdot 78\,583}{100 \cdot 4{,}39\left(13{,}5 - \frac{4{,}39}{3}\right)} = 29{,}7 \text{ kg/cm}^2;$$

Beanspruchung des Eisens

$$\sigma_e = \frac{M}{F_e\,(h - x/_3)} = \frac{78\,583}{7{,}07\left(13{,}5 - \frac{4{,}39}{3}\right)} = 923 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Querkraft am Auflager ist $V = \frac{1}{2} \cdot 1360 \cdot 2{,}0 = 1360$ kg, die Schubspannung somit

$$\tau_0 = \frac{V}{b\,(h - x/_3)} = \frac{1360}{100\left(13{,}5 - \frac{4{,}39}{3}\right)} = 1{,}13 \text{ kg/cm}^2,$$

bleibt also unter dem zulässigen Wert von 4,5 kg/cm².

Die Adhäsionsspannung an den am Auflager vorhandenen Eiseneinlagen ist

$$\tau_1 = \frac{b \cdot \tau_0}{\text{Umfang der Eiseneinlage}} = \frac{100 \cdot 1{,}13}{9 \cdot 1{,}0 \cdot 3{,}14} = 4{,}0 \text{ kg/cm}^2.$$

b) Frei aufliegende Platte mit doppelten Eiseneinlagen.

Die Abmessungen und Belastungen der Platte seien dieselben wie im vorigen Beispiel, also

$$M = 78\,583 \text{ cmkg}.$$

Außer der unteren Eiseneinlage von 9 R.-E. von 10 mm Durchm. sei noch eine obere Einlage vorhanden von 6 R.-E. mit 10 mm Durchm. Dann ist

$$F_e = 4{,}71, \quad h' = 1{,}5 \text{ (vergl. Abb. 2, S. 41).}$$

Der Abstand x der neutralen Schicht vom oberen Plattenrand berechnet sich aus der quadratischen Gleichung

$$x^2 + 2\,x\,n\,\frac{F_e + F_e'}{b} = 2 \cdot \frac{n}{b}\,(h \cdot F_e + h' \cdot F_e') \quad \text{oder}$$

$$x^2 + 2 \cdot x \cdot 15 \cdot \frac{7{,}07 + 4{,}71}{100} = 2 \cdot \frac{15}{100}\,(13{,}5 \cdot 7{,}07 + 1{,}5 \cdot 4{,}71).$$

Somit $x^2 + 3{,}534\,x = 30{,}75$ und

$$x = 4{,}05 \text{ cm}.$$

Dann ist die Druckspannung im Beton

$$\sigma_b = \frac{6 \cdot M \cdot x}{b \cdot x^2\,(3\,h - x) + 6\,F_e' \cdot n\,(x - h')\,(h - h')}$$

$$= \frac{6 \cdot 78\,583 \cdot 4{,}05}{100 \cdot 4{,}05^2\,(3 \cdot 13{,}5 - 4{,}05) + 6 \cdot 4{,}71 \cdot 15\,(4{,}05 - 1{,}5)\,(13{,}5 - 1{,}5)} = 26{,}25 \text{ kg/cm}^2,$$

die Zugspannung der unteren Eiseneinlage

$$\sigma_e = \frac{\sigma_b\,(h - x) \cdot n}{x} = \frac{26{,}25\,(13{,}5 - 4{,}05) \cdot 15}{4{,}05} = 918 \text{ kg/cm}^2$$

und die Druckspannung in der oberen Eiseneinlage

$$\sigma_e' = \frac{\sigma_b\,(x - h') \cdot n}{x} = \frac{26{,}25\,(4{,}05 - 1{,}5) \cdot 15}{4{,}05} = 248 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Abstand zwischen Zug- und Druckmittelpunkt wird hier

$$= \frac{M}{F_e \cdot \sigma_e} = \frac{78\,583}{7{,}07 \cdot 918} = 12{,}1 \text{ cm},$$

also

$$\tau_0 = \frac{V}{100 \cdot 12{,}1} = \frac{1360}{100 \cdot 12{,}1} = 1{,}13 \text{ kg/cm}^2$$

und die Adhäsionsspannung an den unteren Eiseneinlagen am Auflager

$$\tau' = \frac{b \cdot \tau_0}{\text{Umfang der Eiseneinlagen}} = \frac{100 \cdot 1{,}13}{9 \cdot 1{,}0 \cdot 3{,}14} = 4{,0} \text{ kg/cm}^2.$$

2. Plattenbalken.

Einfache und frei aufliegende Plattenbalken.

Lichtweite 10,60 m,
Stützweite $l = 11{,}00$ m,
Nutzlast 400 kg/m²,

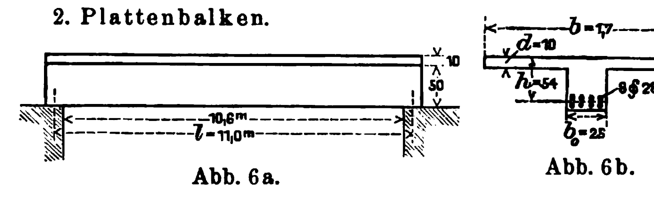


Abb. 6a. Abb. 6b.

Belastung für 1 lfd. m Träger:

Nutzlast	$400 \cdot 1{,}7 =$	680 kg
Asphaltbelag.	$30 \cdot 1{,}7 =$	51 „
Eigenlast . . .	$2400\,(0{,}25 \cdot 0{,}50 + 1{,}7 \cdot 0{,}10) =$	708 „
Gleichförmige Gesamtlast q rd. =		1440 kg/m

$$M = q\,\frac{l^2}{8} = 1440 \cdot \frac{11{,}00^2}{8} \cdot 100 = 2\,178\,000 \text{ cmkg}.$$

Die Eiseneinlage besteht aus 8 R.-E. von 28 mm Durchm. mit $F_e = 49{,}26$ cm²; alsdann berechnet sich der Abstand der Neutralachse vom oberen Plattenrand (vergl. Abb. 4, S. 41) nach der Formel

$$x = \frac{2 \cdot n \cdot h \cdot F_e + b \cdot d^2}{2\,(nF_e + b \cdot d)} \quad \text{zu}$$

$$x = \frac{2 \cdot 15 \cdot 54 \cdot 49{,}26 + 170 \cdot 10^2}{2\,(15 \cdot 49{,}26 + 170 \cdot 10)} = 19{,}84 \text{ cm und}$$

$$y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6\,(2x - d)} = 19{,}84 - \frac{10}{2} + \frac{10^2}{6\,(2 \cdot 19{,}84 - 10)} \quad \text{oder}$$

$$y = 15{,}40.$$

Dann ergibt sich schließlich

$$\sigma_e = \frac{M}{F_e\,(h - x + y)} = \frac{2\,178\,000}{49{,}26\,(54{,}0 - 19{,}84 + 15{,}40)} = 892 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_e \cdot x}{n\,(h - x)} = \frac{892 \cdot 19{,}84}{15\,(54 - 19{,}84)} = 34{,}5 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Querkraft erreicht am Auflager ihren größten Wert von

$$V = 1440 \cdot \frac{10{,}6}{2} = 7632 \text{ kg, somit würde die Schubspannung im Beton}$$

$$\tau_0 = \frac{V}{b_0\,(h - x + y)} = \frac{7632}{25\,(54 - 19{,}84 + 15{,}4)} = 6{,}2 \text{ kg/cm}^2$$

und die Adhäsionsspannung am Auflager an den daselbst noch unten liegenden 4 R.-E. von 28 mm

$$\tau_1 = \frac{25 \cdot 6{,}2}{4 \cdot 3{,}14 \cdot 2{,}8} = 4{,}4 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Schubspannung erreicht ihren zulässigen Wert von 4,5 kg/cm² an derjenigen Stelle, wo

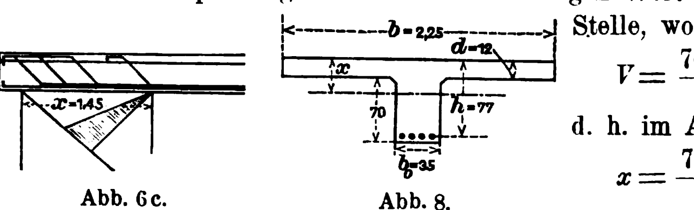


Abb. 6c. Abb. 8.

$$V = \frac{7632 \cdot 4{,}5}{6{,}2} = 5540 \text{ kg},$$

d. h. im Abstand

$$x = \frac{7632 - 5540}{1440} = 1{,}45 \text{ m}$$

(vergl. Abb. 6c),

und die gesamte schiefe Zugkraft Z_1, die von den abzubiegenden Eisen aufzunehmen ist, wird

$$Z_1 = \frac{145}{\sqrt{2}} (6{,}2 - 4{,}5) \cdot \frac{1}{2} \cdot 25 = 2180 \text{ kg}.$$

Wenn also innerhalb der Strecke von 1,45 m die 4 oberen R.-E. von 28 mm Durchm. abgebogen werden, so kommt auf jedes nur eine Spannung von

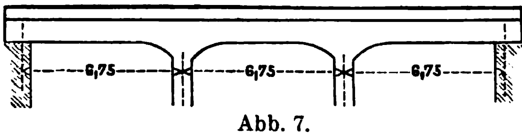


Abb. 7.

$$\sigma_e = \frac{2180}{4 \cdot 6{,}16} = 89 \text{ kg/cm}^2.$$

3. Kontinuierliche Plattenbalken.

Auf 1 lfd. m Träger sei eine ständige Belastung von $g = 2000$ kg und eine Nutzlast von $p = 3600$ kg ermittelt worden. Alsdann ergeben sich folgende Momente:

a) bei 0,4 l der ersten Öffnung

$$\begin{aligned} M_g &= +\,0{,}080 \cdot 2000 \cdot 6{,}75^2 \cdot 100 = +\quad 728\,960 \text{ cmkg} \\ -M_p &= -\,0{,}020 \cdot 3600 \cdot 6{,}75^2 \cdot 100 = -\quad 328\,032 \;\;" \\ +M_p &= +\,0{,}100 \cdot 3600 \cdot 6{,}75^2 \cdot 100 = +\,1\,640\,160 \;\;" \\ &\text{also } M_{max} = +\,2\,369\,120 \;\;" \end{aligned}$$

b) über einer Mittelstütze

$$\begin{aligned} M_g &= -\,0{,}100 \cdot 2000 \cdot 6{,}75^2 \cdot 100 = -\quad 911\,200 \text{ cmkg} \\ -M_p &= -\,0{,}11\,667 \cdot 3600 \cdot 6{,}75^2 \cdot 100 = -\,1\,913\,575 \;\;" \\ +M_p &= +\,0{,}01\,667 \cdot 3600 \cdot 6{,}75^2 \cdot 100 = +\quad 273\,415 \;\;" \\ &\text{also } M_{max} = -\,2\,824\,775 \;\;" \end{aligned}$$

c) in der Mittelöffnung

$$\begin{aligned} M_g &= +\,0{,}025 \cdot 2000 \cdot 6{,}75^2 \cdot 100 = +\quad 227\,800 \text{ cmkg} \\ -M_p &= -\,0{,}050 \cdot 3600 \cdot 6{,}75^2 \cdot 100 = -\quad 820\,080 \;\;" \\ +M_p &= -\,0{,}075 \cdot 3600 \cdot 6{,}75^2 \cdot 100 = +\,1\,230\,120 \;\;" \\ &\text{also } \begin{cases} +M_{max} = +\,1\,457\,920 \;\;" \\ -M_{max} = -\quad 592\,280 \;\;" \end{cases} \end{aligned}$$

Diese Momente ergeben folgende Beanspruchungen:

a) bei 0,4 l der ersten Öffnung:

Die Hauptträger haben einen Abstand von 4,5 m, die nutzbare Plattenbreite beträgt

$$b = l/_3 = \frac{6{,}75}{3} = 2{,}25 \text{ m}.$$

$F_e = 4$ R.-E. von 32 mm Durchm. $= 32{,}17$ cm²,

$h = 77$ cm, $d = 12$ cm, $b = 225$ cm (vergl. Abb. 8);

der Abstand x der neutralen Achse von Oberkante Platte berechnet sich aus der Formel

$$x = \frac{2 \cdot nh \cdot F_e + b \cdot d^2}{2\,(nF_e + b \cdot d)} \text{ zu}$$

$$x = \frac{2 \cdot 15 \cdot 77 \cdot 32{,}17 + 225 \cdot 12^2}{2\,(15 \cdot 32{,}17 + 225 \cdot 12)} = 16{,}8 \text{ cm, ferner}$$

$$y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6\,(2x - d)},$$

$$y = 16{,}8 - \frac{12}{2} + \frac{12^2}{6\,(2 \cdot 16{,}8 - 12)} = 11{,}9 \text{ cm, und es ist dann}$$

$$\sigma_e = \frac{M}{F_e\,(h - x + y)} = \frac{2\,369\,120}{32{,}17\,(77 - 16{,}8 + 11{,}9)} = 1020 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_e \cdot x}{n\,(h - x)} = \frac{1020 \cdot 16{,}8}{15\,(77 - 16{,}8)} = 19 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Beanspruchung des Eisens kann leicht unter 1000 kg/cm² gebracht werden, indem 1 R.-E. von 32 mm Durchm. durch ein solches von 34 mm Durchm. ersetzt wird.

b) über einer Zwischenstütze.

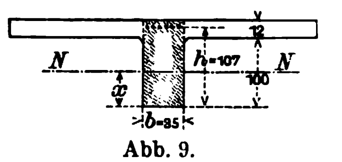


Abb. 9.

Da die Zugfestigkeit des Betons nicht berücksichtigt wird, so kommt für das negative Stützenmoment die Deckenplatte nicht in Betracht, vielmehr ist für die Berechnung nur der rechteckige Querschnitt, Abb. 9, von der Breite $b = 35$ cm vorhanden.

$$F_e = \frac{4 \cdot 3{,}2^2 \cdot \pi}{4} + \frac{2 \cdot 3{,}4^2 \cdot \pi}{4} = 50{,}33 \text{ cm}^2,$$

$$b = 35 \text{ cm}, \quad h = 107 \text{ cm}, \quad n = 15.$$

$$x = \frac{n \cdot F_e}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2b \cdot h}{n \cdot F_e}}\right], \text{ d. h.}$$

$$x = \frac{15 \cdot 50{,}33}{35} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 35 \cdot 107}{15 \cdot 50{,}33}}\right] \text{ oder}$$

$x = 49{,}5$ cm. Ferner

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot M}{b \cdot x\,(h - x/3)} = \frac{2 \cdot 2\,824\,775}{35 \cdot 49{,}5 \left(107 - \frac{49{,}5}{3}\right)} = 36 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = \frac{M}{F_e\,(h - x/3)} = \frac{2\,824\,775}{50{,}33 \left(107 - \frac{49{,}5}{3}\right)} = 621 \text{ kg/cm}^2,$$

c) in der Mitte der Mittelöffnung

$$+ M_{max} = + 1\,457\,920 \text{ cmkg},$$

$$F_e = \frac{3 \cdot 3{,}2^2 \pi}{4} = 24{,}13 \text{ cm}^2, \quad b = 225 \text{ cm}, \quad h = 77 \text{ cm}, \quad d = 12 \text{ cm},$$

sonst wie unter a)

$$x = \frac{2 \cdot 15 \cdot 24{,}13 \cdot 77 + 225 \cdot 12^2}{2\,(15 \cdot 24{,}13 + 225 \cdot 12)} = 14{,}4 \text{ cm},$$

$$y = 14{,}4 - \frac{12}{2} = \frac{12^2}{6\,(2 \cdot 14{,}4 - 12)} = 9{,}8 \text{ cm},$$

$$\sigma_e = \frac{M}{F_e\,(h - x + y)} = \frac{1\,457\,920}{24{,}13\,(77 - 14{,}4 + 9{,}8)} = 833 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_e \cdot x}{n\,(h - x)} = \frac{833 \cdot 14{,}4}{15\,(77 - 14{,}4)} = 12{,}8 \text{ kg/cm}^2.$$

$$-M_{max} = -592\,280 \text{ cmkg}.$$

$$h = 77 \text{ cm}, \quad F_e = \frac{1 \cdot 3{,}4^2 \cdot \pi}{4} = 9{,}08 \text{ cm}^2, \quad b = 35 \text{ cm}.$$

$$x = \frac{n \cdot F_e}{b}\left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2\,b \cdot h}{n \cdot F_e}}\right] \text{ oder}$$

$$x = \frac{15 \cdot 9{,}08}{35}\left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 35 \cdot 77}{15 \cdot 9{,}08}}\right],$$

$$x = 20{,}9 \text{ cm}.$$

$$\sigma_b = \frac{2\,M}{b \cdot x\,(h - x/_3)} = \frac{2 \cdot 592\,280}{35 \cdot 20{,}9\left(77 - \frac{20{,}9}{3}\right)} = 23{,}2 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = \frac{M}{F_e\,(h - x/_3)} = \frac{592\,280}{9{,}08\left(77 - \frac{20{,}9}{3}\right)} = 932 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Berechnung der Schubkräfte erfolgt ähnlich wie bei Beispiel 2.

II. Druck. Stützen.

Die Zwischenstütze des Beispiels 3 hat (falls man von der Kontinuität absieht) eine Last aufzunehmen von

$$P = 6{,}75\,(2000 + 3600) = 37\,800 \text{ kg}.$$

Der Querschnitt sei 35/35 cm, und es seien 4 R.-E. von 24 mm Durchm. mit $F_e = 18{,}10$ cm² Querschnittsfläche eingelegt. Dann ist:

Abb. 10.

$$F_b = 1225 \text{ cm}^2,$$

$$F_e = 18{,}10 \text{ cm}^2,$$

$$\sigma_b = \frac{P}{F_b + n\,F_e} = \frac{37\,800}{1225 + 15 \cdot 18{,}10} = 25{,}3 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = n \cdot \sigma_b = 25{,}3 \cdot 15 = 380 \text{ kg/cm}^2.$$

II. Preußische Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten.[1])

Vom 24. Mai 1907.

I. Allgemeine Vorschriften.

A. Prüfung.

§ 1.

1. Der Ausführung von Bauwerken oder Bauteilen aus Eisenbeton hat eine besondere baupolizeiliche Prüfung voranzugehen. Zu diesem Zwecke sind bei Nachsuchung der Bauerlaubnis für ein Bauwerk, welches ganz oder zum Teil aus Eisenbeton hergestellt werden soll, Zeichnungen, statische Berechnungen und Beschreibungen beizubringen, aus denen die Gesamtanordnung und alle wichtigen Einzelheiten zu ersehen sind.

Falls sich der Bauherr oder Unternehmer erst im Verlauf der Ausführung des Baues für die Eisenbetonbauweise entscheidet, hat die Baupolizeibehörde darauf zu

[1]) Als Sonderdruck erschienen im Verlage von Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin.

halten, daß die vorbezeichneten Unterlagen für die Prüfung der in Eisenbeton auszuführenden Bauteile rechtzeitig vor dem Beginn ihrer Ausführung beigebracht werden. Mit der Ausführung darf in keinem Fall vor erteilter Genehmigung begonnen werden.

2. In der Beschreibung ist der Ursprung und die Beschaffenheit der zum Beton zu verwendenden Baustoffe, ihr Mischungsverhältnis, der Wasserzusatz sowie die Druckfestigkeit, die der zu verwendende Beton aus den auf der Baustelle zu entnehmenden Baustoffen in dem vorgesehenen Mischungsverhältnis nach 28 Tagen in Würfelkörpern von 30 cm Seitenlänge erreichen soll, anzugeben. Die Druckfestigkeit ist auf Erfordern der Baupolizeibehörde vor dem Beginn durch Versuche nachzuweisen.

3. Der Beton soll nach Gewichtseinheiten gemischt werden; als Einheit hat der Sack = 57 kg oder das Faß = 170 kg Zement zu gelten. Die Zuschläge können entweder zugewogen oder in Gefäßen zugemessen werden, deren Inhalt vorher so zu bestimmen ist, daß sein Gewicht dem vorgesehenen Mischungsverhältnis entspricht.

4. Die Vorlagen sind von dem Bauherrn, dem Unternehmer, der den Entwurf aufgestellt hat, und demjenigen, der die Ausführung bewirkt, zu unterschreiben. Ein Wechsel in der Person des ausführenden Unternehmers ist der Polizeibehörde sofort mitzuteilen.

§ 2.

1. Die Eigenschaften der zum Beton zu verwendenden Baustoffe sind erforderlichenfalls durch Zeugnisse einer amtlichen Prüfungsanstalt nachzuweisen. Diese Zeugnisse dürfen in der Regel nicht älter als ein Jahr sein.

2. Es darf nur Portlandzement verwendet werden, der den preußischen Normen entspricht. Die Zeugnisse über die Beschaffenheit müssen Angaben über Raumbeständigkeit, Bindezeit, Mahlfeinheit sowie über Zug- und Druckfestigkeit enthalten. Von der Raumbeständigkeit und Bindezeit hat sich der Ausführende durch eigene Proben zu überzeugen.

3. Sand, Kies und sonstige Zuschläge müssen zur Betonbereitung und zu dem beabsichtigten Verwendungszwecke geeignet sein. Das Korn der Zuschläge darf nur so grob sein, daß das Einbringen des Betons und das Einstampfen zwischen den Eiseneinlagen und zwischen der Schalung und den Eiseneinlagen noch mit Sicherheit und ohne Verschiebung der Eisen möglich ist.

§ 3.

1. Das Verfahren der statischen Berechnung muß mindestens dieselbe Sicherheit gewähren wie die Berechnung nach den Leitsätzen in Abschnitt II und nach dem Rechnungsverfahren mit Beispielen in Abschnitt III dieser Bestimmungen. Dies ist auf Erfordern von dem Unternehmer nachzuweisen.

2. Bei noch unerprobter Bauweise kann die Baupolizeibehörde die Zulassung von dem Ausfalle zuvoriger Probeausführungen und Belastungsversuche abhängig machen. Die Belastungsversuche sind bis zum Bruche durchzuführen.

B. Ausführung.

§ 4.

1. Die Baupolizeibehörde kann die Eigenschaften der in der Verarbeitung begriffenen Baustoffe durch eine amtliche Prüfungsanstalt oder in einer sonst ihr geeignet scheinenden Weise feststellen sowie eine Festigkeitsprüfung des aus ihnen hergestellten Betons vornehmen lassen. Die Prüfung der Festigkeit kann auch auf der Baustelle mittels einer Betonpresse, deren Zuverlässigkeit durch eine amtliche Prüfungsanstalt bescheinigt ist, erfolgen.

2. Die für die Prüfung bestimmten Betonkörper müssen Würfelform von 30 cm Seite erhalten. Die Probekörper sind mit der Bezeichnung des Anfertigungstages zu versehen, durch ein Siegel zu kennzeichnen und bis zu ihrer Erhärtung nach Anweisung der Baupolizeibehörde aufzubewahren.

3. Der Zement ist in der Ursprungspackung auf die Verwendungsstelle anzuliefern.

4. Das Mischen des Betons muß derart erfolgen, daß die Menge der einzelnen Bestandteile dem vorgesehenen Mischungsverhältnis stets genau entspricht und jederzeit leicht gemessen werden kann. Bei Benutzung von Meßgefäßen ist die Füllung zur Erzielung möglichst gleichmäßig dichter Lagerung in stets gleicher Weise zu bewirken.

§ 5.

1. Die Verarbeitung der Betonmasse muß in der Regel sofort nach ihrer Fertigstellung begonnen werden und vor Beginn ihres Abbindens beendet sein.

2. Die Betonmasse darf bei warmer und trockener Witterung nicht länger als eine Stunde, bei kühler oder nasser Witterung nicht länger als zwei Stunden unverarbeitet liegen bleiben. Nicht sofort verarbeitete Betonmasse ist vor Witterungseinflüssen, wie Sonne, Wind, starkem Regen zu schützen und vor der Verwendung umzuschaufeln.

3. Die Verarbeitung der eingebrachten Betonmasse muß stets ohne Unterbrechung bis zur Beendigung des Stampfens durchgeführt werden.

4. Die Betonmasse ist in Schichten von höchstens 15 cm Stärke einzubringen und in einem dem Wasserzusatz entsprechenden Maße durch Stampfen zu verdichten. Zum Einstampfen sind passend geformte Stampfen von angemessenem Gewicht zu verwenden.

§ 6.

1. Die Eiseneinlagen sind vor der Verwendung sorgfältig von Schmutz, Fett und losem Rost zu befreien. Mit besonderer Sorgfalt ist darauf zu achten, daß die Eiseneinlagen die richtige Lage und Entfernung voneinander sowie die vorgesehene Form erhalten, durch besondere Vorkehrungen in ihrer Lage festgehalten und dicht mit besonderer, entsprechend feinerer Betonmasse umkleidet werden. Liegen in Balken die Eisen in mehreren Lagen übereinander, so ist jede Lage für sich zu umkleiden. Unterhalb der Eiseneinlagen muß in Balken noch eine Betonstärke von mindestens 2 cm, in Platten von mindestens 1 cm vorhanden sein.

2. Die Schalungen und Stützen der Decken und Balken müssen vollkommenen Widerstand gegen Durchbiegungen und ausreichende Festigkeit gegen die Einwirkungen des Stampfens bieten. Die Schalungen sind so anzuordnen, daß sie unter Belassung der bis zur völligen Erhärtung des Betons notwendigen Stützen gefahrlos entfernt werden können. Zu den Stützen sind tunlichst nur ungestoßene Hölzer zu verwenden. Sind Stöße unvermeidlich, so müssen die Stützen an den Stoßstellen fest und sicher verbunden werden.

3. Verschalungen von Säulen sind so anzuordnen, daß das Einbringen und Einstampfen der Betonmasse von einer offenen, mit dem Fortschreiten der Arbeit zu schließenden Seite erfolgen und genau beobachtet werden kann.

4. Von der Beendigung der Einschalung und dem beabsichtigten Beginn der Betonarbeiten in jedem einzelnen Geschosse ist der Baupolizeibehörde mindestens drei Tage vorher Anzeige zu machen.

§ 7.

1. Die einzelnen Betonschichten müssen tunlichst frisch auf frisch verarbeitet werden; auf alle Fälle ist die Oberfläche der älteren Schicht aufzurauhen.

2. Beim Weiterbau auf erhärtetem Beton muß die alte Oberfläche aufgerauht, sauber abgekehrt, angenäßt und unmittelbar vor Aufbringen neuer Betonmasse mit einem dünnen Zementbrei eingeschlämmt werden.

§ 8.

Bei der Herstellung von Wänden und Pfeilern in mehrgeschossigen Gebäuden darf mit der Ausführung in dem höheren Geschoß erst nach ausreichender Erhärtung dieser Bauteile in den darunterliegenden Geschossen begonnen werden. Von der Fortsetzung der Arbeiten im höheren Geschoß ist der Baupolizeibehörde mindestens drei Tage vorher Nachricht zu geben.

§ 9.

1. Bei Frostwetter darf nur in solchen Fällen gearbeitet werden, wo schädliche Einwirkungen des Frostes durch geeignete Maßnahmen ausgeschlossen sind. Gefrorene Baustoffe dürfen nicht verwendet werden.

2. Nach längeren Frostzeiten (§ 11) darf beim Eintritt milderer Witterung die Arbeit erst wieder aufgenommen werden, nachdem die Zustimmung der Baupolizeibehörde dazu eingeholt ist.

§ 10.

1. Bis zur genügenden Erhärtung des Betons sind die Bauteile gegen die Einwirkungen des Frostes und gegen vorzeitiges Austrocknen zu schützen, sowie vor Erschütterungen und Belastungen zu bewahren.

2. Die Fristen, die zwischen der Beendigung des Einstampfens und der Entfernung der Schalungen und Stützen liegen müssen, sind von der jeweiligen Witterung, von der Stützweite und dem Eigengewicht der Bauteile abhängig. Die seitliche Schalung der Balken, die Einschalung der Stützen, sowie die Schalung von Deckenplatten darf nicht vor Ablauf von acht Tagen, die Stützung der Balken nicht vor Ablauf von drei Wochen beseitigt werden. Bei größeren Stützweiten und Querschnittsabmessungen sind die Fristen unter Umständen bis zu sechs Wochen zu verlängern.

3. Bei mehrgeschossigen Gebäuden darf die Stützung der unteren Decken und Balken erst dann entfernt werden, wenn die Erhärtung der oberen so weit vorgeschritten ist, daß diese sich selbst zu tragen vermögen.

4. Ist das Einstampfen erst kurze Zeit vor Eintritt von Frost beendet, so ist beim Entfernen der Schalung und der Stützen besondere Vorsicht zu beachten.

5. Tritt während der Erhärtungsdauer Frost ein, so sind mit Rücksicht darauf, daß die Erhärtung des Betons durch den Frost verzögert wird, die in Absatz 2 genannten Fristen um die Dauer der Frostzeit zu verlängern.

6. Beim Entfernen der Schalungen und Stützen müssen durch besondere Vorkehrungen (Keile, Sandtöpfe u. dergl.) Erschütterungen vermieden werden.

7. Von der beabsichtigten Entfernung der Schalungen und Stützen ist der Baupolizeibehörde rechtzeitig, und zwar mindestens drei Tage vorher Anzeige zu machen.

§ 11.

Über den Gang der Arbeiten ist ein Tagebuch zu führen und auf der Baustelle stets zur Einsichtnahme bereitzuhalten. Frosttage sind darin unter Angabe der Kältegrade und der Stunde ihrer Messung besonders zu vermerken.

C. Abnahme.

§ 12.

1. Bei der Abnahme müssen die Bauteile an verschiedenen, von dem abnehmenden Beamten zu bestimmenden Stellen freiliegen, so daß die Art der Ausführung zu erkennen ist. Auch bleibt es vorbehalten, die einwandfreie Herstellung, den erreichten Erhärtungsgrad und die Tragfähigkeit durch besondere Versuche festzustellen.

2. Bestehen über das Mischungsverhältnis und den Erhärtungsgrad begründete Zweifel, so können Proben aus den fertig n Bauteilen zur Prüfung entnommen werden.

3. Werden Probebelastungen für nötig erachtet, so sind diese nach Angabe des abnehmenden Beamten vorzunehmen. Dem Bauherrn und dem Unternehmer wird rechtzeitig davon Kenntnis gegeben und die Beteiligung anheimgestellt. Probebelastungen sollen erst nach 45tägiger Erhärtung des Betons vorgenommen und auf den nach Ermessen der Baupolizeibehörde unbedingt notwendigen Umfang beschränkt werden.

4. Bei der Probebelastung von Deckenplatten und Balken ist folgendermaßen zu verfahren. Bei Belastung eines ganzen Deckenfeldes soll, wenn mit g das Eigengewicht und mit p die gleichmäßig verteilte Nutzlast bezeichnet wird, die Auflast den Wert von $0{,}5\,g + 1{,}5\,p$ nicht übersteigen. Bei höheren Nutzlasten als 1000 kg/m² können Ermäßigungen bis zur einfachen Nutzlast eintreten. Soll nur ein Streifen des Deckenfeldes zur Probe belastet werden, so ist die Auflast in der Deckenmitte gleichmäßig auf einem Streifen zu verteilen, dessen Länge gleich der Spannweite und dessen Breite ein Drittel der Spannweite, mindestens aber 1 m ist. Die Auflast soll hierbei den Wert von $g + 2p$ nicht übersteigen. Als Eigenlast gelten die sämtlichen zur Herstellung der Decken und Fußböden bestimmten Bauteile, als Nutzlasten die in § 16 Ziffer 3 aufgeführten erhöhten Werte.

5. Bei Probebelastungen von Stützen ist ein ungleichmäßiges Setzen der Bauteile und eine das zulässige Maß überschreitende Belastung des Untergrundes zu verhüten.

II. Leitsätze für die statische Berechnung.

A. Eigengewicht.

§ 13.

1. Das Gewicht des Betons einschließlich der Eiseneinlagen ist zu 2400 kg für 1 m³ anzunehmen, sofern nicht ein anderes Gewicht nachgewiesen wird.

2. Bei Decken ist außer dem Gewicht der tragenden Bauteile das Gewicht der zur Bildung des Fußbodens dienenden Baustoffe nach bekannten Einheitssätzen zu ermitteln.

B. Ermittlung der äußeren Kräfte.

§ 14.

1. Bei den auf Biegung beanspruchten Bauteilen sind die Angriffsmomente und Auflagerkräfte je nach der Art der Belastung und Auflagerung den für frei aufliegende oder durchgehende Balken geltenden Regeln gemäß zu berechnen.

2. Bei frei aufliegenden Platten ist die Freilänge zuzüglich der Deckenstärke in der Feldmitte, bei durchgehenden Platten die Entfernung zwischen den Mitten der Stützen als Stützweite in die Berechnung einzuführen. Bei Balken gilt die um die erforderliche Auflagerlänge vergrößerte freie Spannweite als Stützweite.

3. Bei Platten und Balken, die über mehrere Felder durchgehen, darf, falls die wirklich auftretenden Momente und Auflagerkräfte nicht rechnerisch nach den für durchgehende Balken geltenden Regeln unter Voraussetzung freier Auflagerung auf

den Mittel- und Endstützen oder durch Versuche nachgewiesen werden, das Biegungsmoment in den Feldmitten zu vier Fünfteln des Wertes angenommen werden, der bei einer auf zwei Stützen frei aufliegenden Platte vorhanden sein würde. Über den Stützen ist dann das negative Biegungsmoment so groß wie das Feldmoment bei beiderseits freier Auflagerung anzunehmen. Als durchgehend dürfen nach dieser Regel Platten und Balken nur dann berechnet werden, wenn sie überall auf festen, in einer Ebene liegenden Stützen oder auf Eisenbetonbalken aufliegen. Bei Anordnung der Eiseneinlagen ist unter allen Umständen die Möglichkeit des Auftretens negativer Momente sorgfältig zu berücksichtigen.

4. Bei Balken darf ein Einspannungsmoment an den Enden nur dann in Rechnung gestellt werden, wenn besondere bauliche Vorkehrungen eine sichere Einspannung nachweislich gewährleisten.

5. Die rechnerische Annahme des Zusammenhanges darf nicht über mehr als drei Felder ausgedehnt werden. Bei Nutzlasten von mehr als 1000 kg/m² ist die Berechnung auch für die ungünstigste Lastverteilung anzustellen.

Hierzu ist folgender Erlaß ergangen:

Runderlaß, betreffend die Auslegung der „Bestimmungen über die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten“ vom 24. Mai 1907.

Berlin, den 11. April 1908.

Über die Auslegung des § 14 der „Bestimmungen über die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten“ vom 24. Mai 1907[1]) sind verschiedentlich Zweifel entstanden, die auch zu Erörterungen in der in Betracht kommenden technischen Literatur Anlaß gegeben haben. Es ist namentlich die Auffassung hervorgetreten, daß bei Eisenbetondecken, die über mehrere Felder durchgehen und eine geringere Nutzlast als 1000 kg/m² erhalten, eine gleichmäßig über alle Felder verteilte Belastung der Berechnung zugrunde zu legen sei. — Diese Auslegung findet in dem Wortlaut der Bestimmungen vom 24. Mai 1907 — § 14 Ziffer 3 und 5 — keine Stütze. Denn nach Ziffer 3 ist bei durchgehenden Platten und Balken, wenn die auftretenden Momente nicht durch Versuche nachgewiesen werden, entweder eine Berechnung nach den für durchgehende Balken geltenden Regeln oder eine überschlägliche Berechnung in der Weise anzustellen, daß die Feldmomente durchweg zu $\frac{pl^2}{10}$ und die Stützmomente zu $\frac{pl^2}{8}$ angenommen werden. Als Berechnung nach den für durchgehende Balken geltenden Regeln ist aber die auf die ungünstigste Laststellung gestützte zu betrachten. Die Berechnung mit gleichmäßig über die einzelnen Felder verteilter Nutzlast ist hiernach überhaupt nicht, auch nicht für Nutzlasten von weniger als 1000 kg/m² zulässig. Die besondere Bestimmung im zweiten Satz der Ziffer 5 bezweckt nur, die Anstellung einer Vergleichsberechnung bei höheren Nutzlasten zu sichern.

Zur Vermeidung weiterer Zweifel ersuche ich Ew. . . . . , den beteiligten Baubeamten und Polizeibehörden von den vorstehenden Ausführungen Kenntnis zu geben.

Der Minister der öffentlichen Arbeiten.
In Vertretung
v. Coels.

An die Herren Regierungspräsidenten und den Herrn Polizeipräsidenten hier. — III. B. 8. 479.

6. Bei Plattenbalken darf die Breite des plattenförmigen Teiles von der Balkenmitte ab nach jeder Seite mit nicht mehr als einem Sechstel der Balkenlänge in Rechnung gestellt werden.

7. Ringsum aufliegende, mit sich kreuzenden Eiseneinlagen versehene Platten können bei gleichmäßig verteilter B lastung, wenn ihre Länge a weniger als das Ein- und Einhalbfache ihrer Breite b beträgt, nach der Formel $M = \frac{pb^2}{12}$ berechnet werden.

[1]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1907, S. 301.

Gegen negative Angriffsmomente an den Auflagern sind Vorkehrungen durch Form und Lage der Eisenstäbe zu treffen.

8. Die rechnungsmäßig sich ergebende Dicke der Platten und der plattenförmigen Teile der Plattenbalken ist überall auf mindestens 8 cm zu bringen.

9. Bei Stützen ist auf die Möglichkeit einseitiger Belastung Rücksicht zu nehmen.

C. Ermittlung der inneren Kräfte.

§ 15.

1. Das Elastizitätsmaß des Eisens ist zu dem Fünfzehnfachen von dem des Betons anzunehmen, wenn nicht ein anderes Elastizitätsmaß nachgewiesen wird.

2. Die Spannungen im Querschnitt des auf Biegung beanspruchten Körpers sind unter der Annahme zu berechnen, daß sich die Ausdehnungen wie die Abstände von der Nullinie verhalten und daß die Eiseneinlagen sämtliche Zugkräfte aufzunehmen vermögen.

3. Bei Bauten oder Bauteilen, die der Witterung, der Nässe, den Rauchgasen und ähnlichen schädlichen Einflüssen ausgesetzt sind, ist außerdem nachzuweisen, daß das Auftreten von Rissen im Beton durch die vom Beton zu leistenden Zugspannungen vermieden wird.

4. Schubspannungen sind nachzuweisen, wenn Form und Ausbildung der Bauteile ihre Unschädlichkeit nicht ohne weiteres erkennen lassen. Sie müssen, wenn zu ihrer Aufnahme keine Mittel in der Anordnung der Bauteile selbst gegeben sind, durch entsprechend gestaltete Eiseneinlagen aufgenommen werden.

5. Die Eiseneinlagen sind möglichst so zu gestalten, daß die Verschiebung gegen den Beton schon durch ihre Form verhindert wird. Die Haftspannung ist stets rechnerisch nachzuweisen.

6. Die Berechnung der Stützen auf Knicken soll erfolgen, wenn ihre Höhe mehr als das Achtzehnfache der kleinsten Querschnittsabmessung beträgt. Durch Querverbände ist der Abstand der eingelegten Eisenstäbe unveränderlich gegeneinander festzulegen. Der Abstand dieser Querverbände muß annähernd der kleinsten Abmessung der Stütze entsprechen, darf aber nicht über das Dreißigfache der Stärke der Längsstäbe hinausgehen.

7. Zur Berechnung der Stützen auf Knicken ist die Eulersche Formel anzuwenden.

D. Zulässige Spannungen.

§ 16.

1. Bei den auf Biegung beanspruchten Bauteilen soll die Druckspannung des Betons den sechsten Teil seiner Druckfestigkeit, die Zug- und Druckspannung des Eisens den Betrag von 1000 kg/cm^2 nicht übersteigen.

2. Wird in den unter § 15 Ziffer 3 bezeichneten Fällen die Zugspannung des Betons in Anspruch genommen, so sind als zulässige Spannung zwei Drittel der durch Zugversuche nachgewiesenen Zugfestigkeit des Betons anzunehmen. Bei fehlendem Zugfestigkeitsnachweis darf die Zugspannung nicht mehr als ein Zehntel der Druckfestigkeit betragen.

3. Dabei sind folgende Belastungswerte anzunehmen:

a) Bei mäßig erschütterten Bauteilen, z. B. bei Decken von Wohnhäusern, Geschäftsräumen, Warenhäusern: die wirklich vorhandene Eigen- und Nutzlast;

b) bei Bauteilen, die stärkeren Erschütterungen oder stark wechselnder Belastung ausgesetzt sind, wie z. B. bei Decken in Versammlungsräumen, Tanzsälen, Fabriken, Lagerhäusern: die wirkliche Eigenlast und die bis zu 50 vH. erhöhte Nutzlast;

c) bei Belastungen mit starken Stößen, wie z. B. bei Kellerdecken unter Durchfahrten und Höfen: die wirkliche Eigenlast und die bis zu 100 vH. erhöhte Nutzlast.

4. In Stützen darf der Beton mit nicht mehr als einem Zehntel seiner Druckfestigkeit beansprucht werden. Bei Berechnung der Eiseneinlagen auf Knicken ist fünffache Sicherheit nachzuweisen.

5. Die Schubspannung des Betons darf das Maß von 4,5 kg/cm² nicht überschreiten. Wird größere Schubfestigkeit nachgewiesen, so darf die auftretende Spannung nicht über ein Fünftel dieser Festigkeit hinausgehen.

6. Die Haftspannung darf die zulässige Schubspannung nicht überschreiten.

III. Rechnungsverfahren mit Beispielen.

A. Reine Biegung.

a) Ohne Berücksichtigung der Betonzugspannungen.

Bei einfacher Eiseneinlage vom Gesamtquerschnitt f_e auf die Balken- oder Plattenbreite b ergibt sich, wenn das Verhältnis der Elastizitätsmaße des Eisens und des Betons mit n bezeichnet wird, der Abstand der Nullinie von der Oberkante aus der Gleichung der statischen Momente der Flächenelemente für die Nullinie (vergl. Abb. 1)

$$\frac{bx^2}{2} = n f_e (h - a - x) \quad \ldots \ldots \quad (1)$$

zu

$$x = \frac{n f_e}{b}\left[\sqrt{1 + \frac{2b(h-a)}{n f_e}} - 1\right] \quad \ldots \ldots \quad (2)$$

Aus der Gleichsetzung der Momente der äußeren und inneren Kräfte folgt dann

$$M = \sigma_b \frac{x}{2} b \left(h - a - \frac{x}{3}\right) = \sigma_e f_e \left(h - a - \frac{x}{3}\right) \quad \ldots \ldots \quad (3)$$

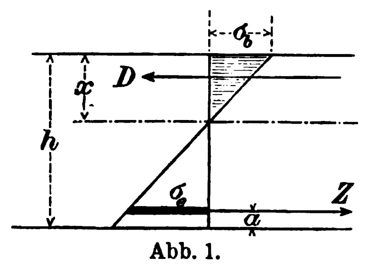


Abb. 1.

worin σ_b die größte Betondruckspannung und σ_e die mittlere Eisenzugspannung bedeuten. Hieraus folgt

$$\sigma_b = \frac{2M}{bx\left(h - a - \frac{x}{3}\right)} \quad \ldots \ldots \quad (4)$$

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e\left(h - a - \frac{x}{3}\right)} \quad \ldots \ldots \quad (5)$$

Unter Umständen kommen auch folgende leicht ablesbare Gleichungen in Betracht

$$x = \frac{n(h-a)\sigma_b}{\sigma_e + n\sigma} \quad \ldots \ldots \quad (6)$$

$$\frac{bx}{2} \cdot \sigma_b = \sigma_e f_e \quad \ldots \ldots \quad (7)$$

Bei **T**-förmigen Querschnitten, sogenannten Plattenbalken, unterscheidet sich die Berechnung nicht von der vorigen, wenn die Nullinie in die Platte selbst oder in die Unterkante der Platte fällt.

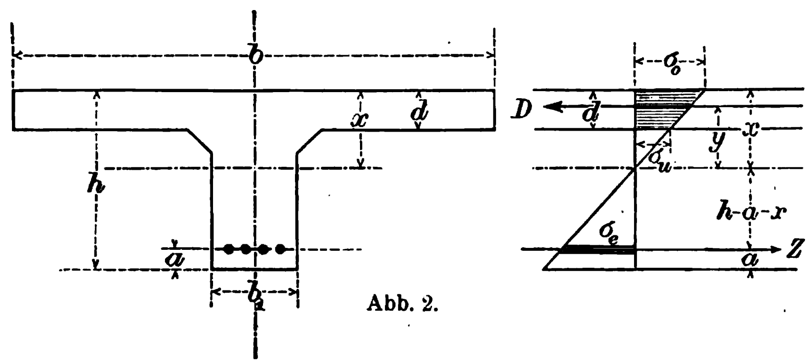


Abb. 2.

Geht die Nullinie durch den Steg, so können die geringen im Steg auftretenden Druckspannungen vernachlässigt werden. Dann ist (vergl. Abb. 2)

$$\sigma_u = \frac{x-d}{x}\sigma_0 \quad \dots \quad (8)$$

$$\sigma_e = n \cdot \frac{h-a-x}{x}\sigma_0 \quad \dots \quad (9)$$

$$\frac{\sigma_0 + \sigma_u}{2} b\,d = \sigma_e f_e \quad \dots \quad (10)$$

oder nach Einsetzen der Werte von σ_u und σ_e aus den Gleichungen (8) und (9) in Gleichung (10)

$$x = \frac{\frac{b\,d^2}{2} + n f_e (h-a)}{b\,d + n f_e} \quad \dots \quad (11)$$

Da der Abstand des Schwerpunktes des Drucktrapezes von der Oberkante

$$x - y = \frac{d}{3}\,\frac{\sigma_0 + 2\sigma_u}{\sigma_0 + \sigma_u} \quad \dots \quad (12)$$

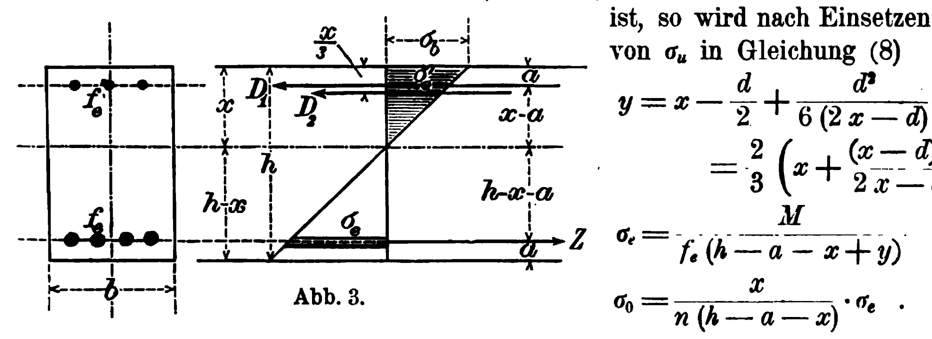


Abb. 3.

ist, so wird nach Einsetzen des Wertes von σ_u in Gleichung (8)

$$y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x-d)}$$

$$= \frac{2}{3}\left(x + \frac{(x-d)^2}{2x-d}\right) \quad (13)$$

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e(h-a-x+y)} \quad \dots \quad (14)$$

$$\sigma_0 = \frac{x}{n(h-a-x)} \cdot \sigma_e \quad \dots \quad (15)$$

Erhalten Balken und Platten auch obere Eiseneinlagen, so kommen folgende Gleichungen zur Anwendung:

Für die Lage der Nullinie

$$\frac{b x^2}{2} - f'(x-a) + n f_e'(x-a) = n f_e (h-a-x) \quad \dots \quad (16)$$

woraus

$$x = -\frac{(n-1) f_e' + n f^e}{b} + \sqrt{\left(\frac{(n-1) f_e' + n f_e}{b}\right)^2 + \left(\frac{2}{b}\left[(n-1) f_e' a + n f_e (h-a)\right]\right.} \quad (17)$$

Für das Angriffsmoment

$$M = \frac{b x}{2}\sigma_b\left(h - a - \frac{x}{3}\right) - f_e'\sigma_b'(h-2a) + f_e'\sigma_e(h-2a) \quad \dots \quad (18)$$

Hierin bedeutet σ_b' die Betondruckspannung in mittlerer Höhe der oberen Eiseneinlage und ist bestimmt durch

$$\sigma_b' = \frac{x-a}{x} \cdot \sigma_b.$$

Da ferner

$$\sigma_e' = \frac{n(x-a)}{x} \cdot \sigma_b,$$

so wird

$$M = \left[\frac{bx}{2}\left(h - a - \frac{x}{3}\right) + (n-1) f_e' \cdot \frac{x-a}{x}(h - 2a)\right] \cdot \sigma_b \quad . \quad . \quad (19)$$

Vernachlässigt man die geringe Querschnittsverminderung des Betondruckgurtes durch die oberen Eiseneinlagen, so geht Gleichung (17) über in

$$x = -\frac{n(f_e + f_e')}{b} + \sqrt{\left(\frac{n(f_e + f_e')}{b}\right)^2 + \frac{2n}{b}[f_e' a + f_e(h-a)]} \quad . \quad . \quad (20)$$

und Gleichung (19) in

$$M = \left[\frac{bx}{2}\left(h - a - \frac{x}{3}\right) + n f_e' \frac{x-a}{x}(h - 2a)\right] \cdot \sigma_b \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (21)$$

Hat man bei gegebenem Angriffsmome ntaus Gleichung (21) σ_b berechnet, so finden sich die Spannungen σ_e und σ_e' leicht aus dem Gesetz, daß sich die Spannungen wie die Abstände von der Nullinie verhalten. Hat man bei gegebener Betondruckspannung σ_b den Wert des Angriffsmomentes ermittelt, so finden sich die Spannungen σ_e und σ_e' aus

$$M = f_e \sigma_e \left(h - a - \frac{x}{3}\right) \pm f_e' \sigma_e' \left(\frac{x}{3} - a\right) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (22)$$

oder da

$$\sigma_e' = \frac{x-a}{h-a-x} \cdot \sigma_e,$$

$$M = \left[f_e\left(h - a - \frac{x}{3}\right) \pm f_e' \frac{x-a}{h-a-x}\left(\frac{x}{3} - a\right)\right] \cdot \sigma_e \quad . \quad . \quad . \quad (23)$$

Man kann auch den gemeinsamen Schwerpunkt des Betons und der Eiseneinlage in der Druckzone bestimmen aus

$$y_1 = \frac{\frac{bx}{2} \cdot \frac{2}{3} x \sigma_b + \sigma_e' f_e' (x-a)}{\frac{bx}{2} \cdot \sigma_b + \sigma_e' f_e'} = \frac{\frac{bx^3}{3} + n f_e' (x-a)^2}{\frac{bx^2}{2} + n f_e' (x-a)} \quad . \quad (24)$$

Abb. 4.

dann wird

$$M = f_e \sigma_e (h - a - x + y_1) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (25)$$

b) **Mit Berücksichtigung der Betonzugspannungen.**

Bei einfacher Eiseneinlage wird entsprechend Gleichung (1) (vergl. Abb. 5)

$$\frac{bx^2}{2} = \frac{b(h-x)^2}{2} + n f_e (h - a - x) \quad . \quad . \quad . \quad (26)$$

also

$$x = \frac{\frac{bh^2}{2} + n f_e (h-a)}{bh + n f_e} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (27)$$

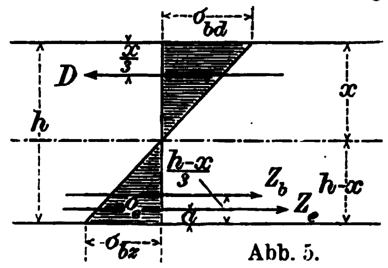


Abb. 5.

Aus der Gleichsetzung der Zug- und Druckkräfte folgt

$$\frac{bx}{2}\sigma_{bd} = b \cdot \frac{h-x}{2} \cdot \sigma_{bz} + \sigma_e f_e \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (28)$$

und aus der Proportionalität von Dehnungen und Spannungen

$$\sigma_{bz} = \frac{h-x}{x} \cdot \sigma_{bd} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (29)$$

$$\sigma_e = n \cdot \frac{h-a-x}{x} \cdot \sigma_{bd} \quad \ldots \ldots \ldots \quad (29a)$$

Die Momentengleichung für die Nullinie wird dann

$$M = \frac{bx}{2} \sigma_{bd} \cdot \frac{2}{3} x + b \cdot \frac{h-x}{2} \sigma_{bz} \cdot \frac{2}{3} (h-x) + \sigma_e f_e (h-a-x) \quad \ldots \quad (30)$$

woraus mit Hilfe von Gleichung (29) und (29a) folgt:

$$M = \frac{\sigma_{bd}}{x} \left[\frac{bx^3}{3} + \frac{b(h-x)^3}{3} + n f_e (h-a-x)^2\right] \quad \ldots \ldots \quad (31)$$

Ist M gegeben, so folgt zunächst aus Gleichung (31) σ_{bd} und dann mit Gleichung (29) und (29a) σ_{bz} und σ_e.

Bei Plattenbalken wird, wenn die Nullinie durch den Steg geht,

$$x = \frac{b_1 \frac{h^2}{2} + (b-b_1) \frac{d^2}{2} + n f_e (h-a)}{b_1 h + (b-b_1) d + n f_e} \quad \ldots \ldots \ldots \quad (32)$$

$$M = b \cdot \frac{\sigma_0 + \sigma_u}{2} \cdot d \cdot y + b_1 \frac{\sigma_u}{2} \cdot \frac{2}{3} (x-d)^2 + b_1 \cdot \frac{h-x}{2} \cdot \sigma_{bz} \cdot \frac{2}{3} (h-x)$$
$$+ \sigma_e f_e (h-a-x) \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (33)$$

$$M = \frac{\sigma_0}{x} \left[\frac{b}{2} \cdot d(2x-d) \cdot y + \frac{b_1}{3} [(x-d)^3 + (h-x)^3] + n f_e (h-a-x)^2\right] \quad \ldots \quad (33a)$$

$$\sigma_{bz} = \frac{h-x}{x} \cdot \sigma_0 \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (34)$$

$$\sigma_e = n \cdot \frac{h-a-x}{x} \cdot \sigma_0 \quad \ldots \ldots \ldots \quad (34a)$$

Zur Ermittlung der Querschnittsabmessungen bei gegebenem Angriffsmoment sind diese Gleichungen sehr unbequem. Sind b, b_1, h und f_e gegeben und macht man zur Voraussetzung, daß die Nullinie in die Unterkante der Platte fällt, so wird

$$\frac{bx^2}{2} = b_1 \frac{(h-x)^2}{2} + n f_e (h-a-x) \quad \ldots \ldots \ldots \quad (35)$$

woraus

$$\frac{b-b_1}{2} \cdot x^2 + (b_1 h + n f_e) x = \frac{b_1 h^2}{2} + n f_e (h-a) \quad \ldots \ldots \quad (36)$$

Abb. 6.

Hieraus ist x, also die Plattenstärke zu finden.

Die auftretenden Spannungen finden sich dann aus

$$M = \frac{\sigma_0}{x} \left[\frac{bx^3}{3} + b_1 \frac{(h-x)^3}{3} + n f_e (h-a-x)^2\right] \quad . \quad (37)$$

sowie aus den Gleichungen (34) und (34a).

Werden Eisenstäbe auch in der Druckzone angebracht, so wird bei Balken und Platten (vergl. Abb. 6)

$$x = \frac{\frac{bh^2}{2} + (n-1)[f_e' \cdot a + f_e (h-a)]}{bh + (n-1)(f_e' + f)} \quad \ldots \ldots \quad (38)$$

$$M = \left[\frac{bx^3}{3} + \frac{b(h-x)^3}{3} + (n-1)\left[f_e' (x-a)^2 + f_e (h-a-x)^2\right]\right] \cdot \frac{\sigma_{bd}}{x} \quad (39)$$

Sind die oberen und unteren Eisenstäbe von gleichem Querschnitt, so wird $x = \frac{h}{2}$ und

$$M = \left[\frac{b h^2}{6} + \frac{4(n-1) f_e}{h}\left(\frac{h}{2} - a\right)^2\right] \cdot \sigma_{bd} \quad \ldots \ldots \quad (40)$$

Für die am häufigsten vorkommenden Bauteile, Platten und Balken von rechteckigem Querschnitt und mit Eiseneinlagen nur auf der Zugseite, lassen sich Vereinfachungen der Ausdrücke (2), (4) und (5) auf folgende Weise erzielen. Ist das Angriffsmoment sowie der Querschnitt des Betonkörpers und der Eisenstäbe gegeben, und will man hiernach die auftretenden Spannungen ermitteln, so werde zur Vereinfachung $f_e = \frac{b(h-a)}{m}$ gesetzt, wobei $m = \frac{b(h-a)}{f_e}$ aus den gegebenen Abmessungen zu erhalten ist. Für verschiedene Werte m läßt sich hiernach folgende Zusammenstellung der zugehörigen Werte von x, σ_b und σ_e benutzen.

Zusammenstellung I.

Werte von f_e	Zugehörige Werte von x	Spannungen σ_b	Spannungen σ_e
$\frac{b(h-a)}{100}$	$0{,}418\,(h-a)$	$5{,}559 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$116 \frac{M}{b(h-a)^2} = 20{,}867\,\sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{110}$	$0{,}403\,(h-a)$	$5{,}735 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$127 \frac{M}{b(h-a)^2} = 22{,}145\,\sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{120}$	$0{,}391\,(h-a)$	$5{,}895 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$138 \frac{M}{b(h-a)^2} = 23{,}409\,\sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{130}$	$0{,}379\,(h-a)$	$6{,}040 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$149 \frac{M}{b(h-a)^2} = 24{,}668\,\sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{140}$	$0{,}368\,(h-a)$	$6{,}194 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$160 \frac{M}{b(h-a)^2} = 25{,}831\,\sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{150}$	$0{,}358\,(h-a)$	$6{,}344 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$170 \frac{M}{b(h-a)^2} = 26{,}797\,\sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{160}$	$0{,}349\,(h-a)$	$6{,}485 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$181 \frac{M}{b(h-a)^2} = 27{,}911\,\sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{170}$	$0{,}341\,(h-a)$	$6{,}617 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$192 \frac{M}{b(h-a)^2} = 29{,}016\,\sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{180}$	$0{,}333\,(h-a)$	$6{,}756 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$203 \frac{M}{b(h-a)^2} = 30{,}049\,\sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{190}$	$0{,}326\,(h-a)$	$6{,}883 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$213 \frac{M}{b(h-a)^2} = 30{,}946\,\sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{200}$	$0{,}320\,(h-a)$	$7{,}000 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$224 \frac{M}{b(h-a)^2} = 32{,}000\,\sigma_b$

Werden bei gegebenem Angriffsmoment und angenommenen Beton- und Eisenspannungen die Querschnittsabmessungen gesucht, so findet sich aus Gleichung (6) zunächst $x = s(h-a)$, wenn $s = \frac{n\sigma_b}{\sigma_e + n\sigma_b}$ gesetzt wird. Dieser Wert in Gleichung (4)

Zusammenstellung II.

Werte in kg/cm² von σ_e	σ_b	Zugehörige Werte von $x = s(h-a)$	Zugehörige Werte von $h-a = r\sqrt{\frac{M}{b}}$	Zugehörige Werte von $f_e = t\sqrt{Mb}$
1000	45	0,403 $(h-a)$	0,357 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00324 $\sqrt{Mb}$
1000	44	0,398 $(h-a)$	0,363 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00317 $\sqrt{Mb}$
1000	42	0,387 $(h-a)$	0,376 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00306 $\sqrt{Mb}$
1000	40	0,375 $(h-a)$	0,390 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00293 $\sqrt{Mb}$
1000	38	0,363 $(h-a)$	0,406 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00280 $\sqrt{Mb}$
1000	36	0,351 $(h-a)$	0,423 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00267 $\sqrt{Mb}$
1000	34	0,338 $(h-a)$	0,443 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00254 $\sqrt{Mb}$
1000	32	0,325 $(h-a)$	0,464 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00242 $\sqrt{Mb}$
1000	30	0,310 $(h-a)$	0,490 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00228 $\sqrt{Mb}$
1000	28	0,296 $(h-a)$	0,518 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00214 $\sqrt{Mb}$
1000	26	0,280 $(h-a)$	0,550 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00200 $\sqrt{Mb}$
1000	24	0,265 $(h-a)$	0,588 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00187 $\sqrt{Mb}$
1000	22	0,248 $(h-a)$	0,632 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00173 $\sqrt{Mb}$
1000	20	0,230 $(h-a)$	0,686 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00159 $\sqrt{Mb}$
900	40	0,400 $(h-a)$	0,380 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00337 $\sqrt{Mb}$
900	35	0,368 $(h-a)$	0,420 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00302 $\sqrt{Mb}$
900	30	0,333 $(h-a)$	0,475 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00263 $\sqrt{Mb}$
900	25	0,294 $(h-a)$	0,549 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00224 $\sqrt{Mb}$
900	20	0,250 $(h-a)$	0,660 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00184 $\sqrt{Mb}$
800	40	0,429 $(h-a)$	0,367 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00397 $\sqrt{Mb}$
800	35	0,396 $(h-a)$	0,408 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00353 $\sqrt{Mb}$
800	30	0,360 $(h-a)$	0,459 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00309 $\sqrt{Mb}$
800	25	0,319 $(h-a)$	0,530 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00264 $\sqrt{Mb}$
800	20	0,273 $(h-a)$	0,635 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00217 $\sqrt{Mb}$

eingesetzt, ergibt

$$h-a=\sqrt{\frac{2}{\left(1-\frac{s}{3}\right)s\cdot\sigma_b}}\cdot\sqrt{\frac{M}{b}}=r\sqrt{\frac{M}{b}} \quad \ldots \ldots \quad (41)$$

Der Ausdruck für f_e findet sich aus Gleichung (5) zu

$$f=\frac{M}{\sigma_e\left(h-a-\frac{s(h-a)}{3}\right)}$$

oder, wenn $h-a=r\sqrt{\frac{M}{b}}$ eingesetzt wird, zu

$$f_e=\frac{1}{r\left(1-\frac{s}{3}\right)\sigma_e}\cdot\sqrt{M\cdot b}=t\sqrt{Mb} \quad \ldots \ldots \quad (42)$$

Die hiernach für verschiedene Spannungen σ_e und σ_b sich ergebenden Werte von x, $h-a$ und f_e zeigt nebenstehende Zusammenstellung.

Bei Plattenbalken lassen sich die Zusammenstellungen ebenfalls anwenden, wenn die Nullinie in die Unterkante der Platte fällt oder wenn man eine solche Lage der Nullinie zur Bedingung macht.

B. Zentrischer Druck.

Ist F der Querschnitt der gedrückten Betonfläche und f_e der der gesamten gedrückten Eiseneinlage, so wird die zulässige Belastung

$$P=(F+nf_e)\cdot\sigma_b \quad \ldots \ldots \quad (43)$$

also

$$\sigma_b=\frac{P}{F+nf_e} \quad \ldots \ldots \quad (44)$$

$$\sigma_e=n\sigma_b=\frac{nP}{F+nf_e} \quad \ldots \ldots \quad (45)$$

C. Exzentrischer Druck.

Die Berechnung erfolgt wie bei homogenem Baustoff, wenn in den Ausdrücken für die Querschnittsfläche und das Trägheitsmoment der Querschnitt der Eiseneinlagen mit seinem $n$fachen Werte zum Betonquerschnitt hinzugerechnet wird. Auftretende Zugspannungen müssen durch die Eiseneinlagen aufgenommen werden können.

D. Beispiele.

1. Bei einer 2 m weit freiliegenden Wohnhausdecke von 10 cm Stärke und mit Eiseneinlagen von 5,02 cm² Querschnitt auf 1 m Deckenbreite (10 R.-E. von je 8 mm Durchm.) und mit 1,5 cm Abstand der Balkenunterkante von der Mitte der Eisenstäbe sollen die auftretenden größten Spannungen im Beton und im Eisen ermittelt werden.

Abb. 7.

Das Eigengewicht der Decke für 1 m² ist $0,10\cdot2400$	240 kg
dazu Überschüttung mit gewalzter Schlacke in 10 cm Stärke . .	60 „
3,3 cm starker Holzfußboden mit Lagern	20 „
1,2 cm starker Putz	20 „
Nutzlast	250 „
zusammen	590 kg.

Dann ist

$$M = \frac{590 \cdot 2{,}1^2 \cdot 100}{8} = 32\,500 \text{ kgcm},$$

$$x = \frac{15 \cdot 5{,}02}{100}\left[\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 8{,}5}{15 \cdot 5{,}02}} - 1\right] = 2{,}9 \text{ cm},$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 32\,500}{100 \cdot 2{,}9\,(8{,}5 - 0{,}97)} = 29{,}8 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = \frac{32\,500}{5{,}02\,(8{,}5 - 0{,}97)} = 860 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Betondruckspannung von 29,8 kg/cm² ist zulässig, wenn der verwendete Beton eine Druckfestigkeit von $6 \cdot 29{,}8 = 178{,}8$ kg/cm² besitzt.

Bei Benutzung der Zusammenstellung I findet sich, da $f_e = 5{,}02$, also $m = \frac{100 \cdot 8{,}5}{5{,}02} = \text{rd. } 170$ ist,

$$\sigma_b = \frac{6{,}617 \cdot 32\,500}{100 \cdot 8{,}5^2} = 29{,}8 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = 29{,}016 \cdot 29{,}8 = 865 \text{ kg/cm}^2.$$

Um die auftretenden Schub- und Haftspannungen am Auflager zu untersuchen, ist zunächst die Schubkraft $V = \frac{590 \cdot 2{,}00}{2} = 590$ kg zu ermitteln. Die Schubspannung ist dann

$$\tau_0 = \frac{V}{b\left(h - a - \frac{x}{3}\right)} = \frac{590}{100\left(8{,}5 - \frac{2{,}9}{3}\right)} = 0{,}78 \text{ kg/cm}^2.$$

Dann ist die Haftspannung

$$\tau_1 = \frac{b \cdot \tau_0}{u},$$

wo u den Umfang der Eiseneinlagen bedeutet.

$$\tau_1 = \frac{100 \cdot 0{,}78}{10 \cdot 0{,}8 \cdot 3{,}14} = 3{,}10 \text{ kg/cm}^2.$$

Weder Schub- noch Haftspannung erreicht die zulässigen Werte.

2. Es sei eine frei aufliegende ebene Deckenplatte mit einfacher Eiseneinlage von 2 m Spannweite gegeben. Die Nutzlast sei 1000 kg/m² für ein Fabrikgebäude. Die erforderliche Stärke der Betonplatte und der Eiseneinlage soll unter der Voraussetzung ermittelt werden, daß der zu verwendende Beton eine Druckfestigkeit von 180 kg/cm² besitzt.

Für die Berechnung des Eigengewichts der Decke werde die Dicke der Platte einstweilen zu 18 cm angenommen, so daß die in Rechnung zu stellende Stützweite 2,18 m ist.

Das Eigengewicht der Platte für 1 m² ist

0,18 · 2400	=	432 kg
dazu Überschüttung mit gewalzter Schlacke, in 20 cm Höhe . .		120 „
2,5 cm starker Zementestrich	rd.	48 „
	zusammen	600 kg.

Dann ist

$$M = \frac{600 + 1{,}5 \cdot 1000}{8} \cdot 2{,}18^2 \cdot 100 = 124\,700 \text{ kgcm}.$$

Da $\sigma_b = \frac{180}{6} = 30$ und $\sigma_e = 1000$ kg/cm² zulässig sind, so wird nach Gleichung (6)

$$x = \frac{15 \cdot 30}{1000 + 15 \cdot 30} (h - a) = 0{,}31\,(h - a)$$

und nach Gleichung (41)

$$h - a = \sqrt{\frac{2}{\left(1 - \frac{0{,}31}{3}\right) \cdot 0{,}31 \cdot 30}} \cdot \sqrt{\frac{124\,700}{100}} = 17{,}3 \text{ cm}.$$

f_e findet sich nach Gleichung (1) zu

$$f_e = \frac{b x^2}{2n\,(h - a - x)} = \frac{100 \cdot 0{,}31^2 \cdot 17{,}3^2}{2 \cdot 15\,(17{,}3 - 0{,}31 \cdot 17{,}3)} = 8 \text{ cm}^2.$$

Es sind 9 R.-E. von 11 mm Durchm. mit einem Gesamtquerschnitt von 8,55 cm² zu verwenden. Die Gesamtdeckenstärke ist wegen der erforderlichen Deckung der Eisen auf 19 cm zu vergrößern.

Aus der Zusammenstellung II hätte sich für $\sigma_e = 1000$ und $\sigma_b = 30$ gefunden

$$h - a = 0{,}49 \sqrt{1247} = 17{,}3 \text{ cm},$$
$$f_e = 0{,}00228 \sqrt{12\,470\,000} = 8 \text{ cm}^2.$$

Die Querkraft am Auflager ist

$$V = 600 + 1{,}5 \cdot 1000 = 2100 \text{ kg}.$$

Die Schubspannung

$$\tau_0 = \frac{2100}{100\left(17{,}3 - \frac{0{,}31 \cdot 17{,}3}{3}\right)} = 1{,}36 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Haftspannung

$$\tau_1 = \frac{100 \cdot 1{,}36}{9 \cdot 1{,}1 \cdot 3{,}14} = 4{,}38 \text{ kg/cm}^2.$$

3. Die unter 2 berechnete Decke werde darauf untersucht, welche Spannungen unter der Voraussetzung entstehen, daß der Beton Zugspannungen aufzunehmen vermag.

Nach Gleichung (27) ist für die Mitwirkung des Betons auf Zug

$$x = \frac{\frac{100 \cdot 19^2}{2} + 15 \cdot 8{,}55 \cdot 17{,}3}{100 \cdot 19 + 15 \cdot 8{,}55} = 10{,}02 \text{ cm}$$

und nach Gleichung (31)

$$\sigma_{bd} = \frac{124\,700 \cdot 10{,}02}{\frac{100 \cdot 10{,}02^3}{3} + \frac{100 \cdot 8{,}98^3}{3} + 15 \cdot 8{,}55 \cdot 7{,}28^2} = 19{,}4 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{bz} = \frac{19 - 10{,}02}{10{,}02} \cdot 19{,}4 = 17{,}4 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = \frac{15\,(17{,}3 - 10{,}02)}{10{,}02} \cdot 19{,}4 = 211{,}4 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Zugspannung des Betons von 17,4 kg/cm² ist zulässig, wenn eine Zugfestigkeit von $\frac{3}{2} \cdot 17{,}4 = 26{,}1$ kg/cm² durch Zugversuche nachgewiesen wird; ist dieser Nachweis nicht erbracht, so muß der zu verwendende Beton eine Druckfestigkeit von $10 \cdot 17{,}4 = 174$ kg/cm² besitzen. Die Druckfestigkeit muß indessen wegen der angenommenen Druckspannung von 30 kg bereits 180 kg/cm² betragen.

Um die Schubspannung in Höhe der Nullinie zu finden, ist zunächst der Abstand z von Zug- und Druckmittelpunkt zu suchen. Dieser findet sich aus der Bedingung $M = D \cdot z$, wo $D = \frac{bx}{2} \cdot \sigma_{bd} = \frac{100 \cdot 19{,}4 \cdot 10{,}02}{2} = 9720$;

also $$z = \frac{124\,700}{9720} = 12{,}83 \text{ cm.}$$

Dann ist $$\tau_0 = \frac{2100}{100 \cdot 12{,}83} = 1{,}64 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Schubkraft ist in Höhe der Eiseneinlagen bei Mitwirkung von Betonzug etwas kleiner. Allgemein ist $$\tau_0 = \frac{V \cdot S}{J \cdot b},$$

wo S das statische Moment des oberhalb der untersuchten Schicht befindlichen Querschnitteils, J das Trägheitsmoment des ganzen Querschnitts ist. Also ist für die Schicht in Höhe der Eiseneinlage

$$S = 100\left(\frac{8{,}98^2}{2} - \frac{7{,}28^2}{2}\right) + 15 \cdot 8{,}55 \cdot 7{,}28 = 3698.$$

$$J \text{ ist} = \frac{M \cdot x}{\sigma_b} = \frac{124\,700 \cdot 10{,}02}{19{,}4} = 64\,420,$$

also $$\tau_0' = \frac{2100 \cdot 3698}{64\,420 \cdot 100} = 1{,}21 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Haftspannung ist dann

$$\tau_1' = \frac{100 \cdot 1{,}21}{9 \cdot 1{,}1 \cdot 3{,}14} = 4 \text{ kg/cm}^2.$$

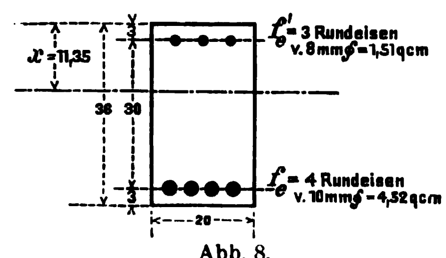


Abb. 8.

4. Ein Eisenbetonbalken von 4 m Spannweite und mit nebenstehenden Abmessungen sei einem Angriffsmoment von 120 000 kgcm ausgesetzt; es sollen die größte Betondruckspannung und die Spannungen in den Eiseneinlagen bei Vernachlässigung der Betonzugspannungen ermittelt werden.

Nach Gleichung (17) wird

$$x = -\frac{14 \cdot 1{,}51 + 15 \cdot 4{,}52}{20} + \sqrt{\left(\frac{14 \cdot 1{,}51 + 15 \cdot 4{,}52}{20}\right)^2 + \frac{2}{20}(14 \cdot 1{,}51 \cdot 3 + 15 \cdot 4{,}52 \cdot 33)}$$

$$x = 11{,}35 \text{ cm.}$$

Nach Gleichung (19) ist dann

$$\sigma_b = \frac{120\,000}{\frac{20 \cdot 11{,}35}{2}(33 - 3{,}78) + 14 \cdot 1{,}51 \cdot \frac{8{,}35}{11{,}35} \cdot 30} = 31{,}7 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e' = \frac{15 \cdot 8{,}35}{11{,}35} \cdot 31{,}7 = 350 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = \frac{21{,}65}{8{,}35} \cdot 350 = 908 \text{ kg/cm}^2.$$

Zur Berechnung der Schubspannung ist der Abstand y_1 aus Gleichung (24) zu ermitteln zu

$$y_1 = \frac{\frac{20 \cdot 11{,}37^3}{3} + 14 \cdot 8{,}37^2 \cdot 1{,}51}{\frac{20 \cdot 11{,}37^2}{2} + 14 \cdot 8{,}37 \cdot 1{,}51} = 7{,}67 \text{ cm.}$$

Da die Belastung für 1 m Länge 600 kg beträgt, so wird $V = 2 \cdot 600 = 1200$ kg und

$$\tau_0 = \frac{1200}{20\,(21,65 + 7,67)} = 2,05 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\tau_1 = \frac{20 \cdot 2,05}{4 \cdot 1 \cdot 3,14} = 3,27 \text{ kg/cm}^2.$$

An den oberen Eiseneinlagen wird, da $S = 20 \cdot \frac{11,35^2 - 8,35^2}{2} + 15 \cdot 1,51 \cdot 8,35 = 780$ und $J = \frac{120\,000 \cdot 11,35}{31,7} = 42\,970$ ist,

$$\tau_0' = \frac{1200 \cdot 780}{20 \cdot 42\,970} = 1,09 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\tau_1' = \frac{20 \cdot 1,09}{3 \cdot 0,8 \cdot 3,14} = 2,9 \text{ kg/cm}^2.$$

Werden Betonzugspannungen berücksichtigt, so wird nach Gleichung (38)

$$x = \frac{\frac{20 \cdot 36^2}{2} + 14\,(1,51 \cdot 3 + 4,52 \cdot 33)}{20 \cdot 36 + 14\,(1,51 + 4,52)} = 18,8 \text{ cm};$$

nach Gleichung (39) wird dann

$$\sigma_{bd} = \frac{120\,000 \cdot 18,8}{\frac{20 \cdot 18,8^3}{3} + \frac{20 \cdot 17,2^3}{3} + 14\,(1,51 \cdot 15,8^2 + 4,52 \cdot 14,2^2)} = 23,4 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{bz} = \frac{17,2}{18,8} \cdot 23,4 = 21,4 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = 15 \cdot \frac{14,2}{17,2} \cdot 21,4 = 265 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Schubspannung in Höhe der oberen Eiseneinlage wird, da $J = 96\,410$ ist,

$$\tau_0 = \frac{1200}{96\,410}\left(\frac{18,8^2 - 15,8^2}{2} + \frac{15 \cdot 1,51 \cdot 15,8}{20}\right) = 0,87 \text{ kg/cm}^2$$

und die Haftspannung

$$\tau_1 = \frac{20 \cdot 0,87}{3 \cdot 0,8 \cdot 3,14} = 2,3 \text{ kg/cm}^2.$$

In der Nullinie wird

$$\tau_0 = \frac{1200}{96\,410}\left(\frac{18,8^2}{2} + \frac{15 \cdot 1,51 \cdot 15,8}{20}\right) = 2,4 \text{ kg/cm}^2.$$

5. Ein Deckenfeld von 3 m Breite und 4 m Länge soll mit einer ringsum aufliegenden ebenen Betonplatte mit gekreuzten, zu den Seiten parallel laufenden Eiseneinlagen überdeckt werden. Nutz- und volle Eigenlast betrage 600 kg/m². Es soll die erforderliche Stärke der Decke und der Eiseneinlagen bestimmt werden.

Das Angriffsmoment, bezogen auf die kürzere Spannweite, ist

$$M = \frac{600 \cdot 3,1^2 \cdot 100}{12} = 48\,050 \text{ kgcm}.$$

Zugelassene Spannungen seien $\sigma_e = 1000$ und $\sigma_b = 40$ kg/cm². Dann wird nach Zusammenstellung II

$$h - a = 0,39 \sqrt{\frac{48\,050}{100}} = 8,54 \text{ cm},$$

$$f_e = 0,00293 \sqrt{4\,805\,000} = 6,42 \text{ cm}^2.$$

Die Deckenstärke ist auf 10 cm zu bringen. Als Eiseneinlagen nach der Richtung der kürzeren Seite werden 10 R.-E. 9 mm mit dem Gesamtquerschnitt von 6,36 cm² auf 1 m Breite verwendet. Die Längseisen können geringere, etwa im umgekehrten Verhältnis der Länge und Breite der Decke stehende Stärken erhalten. Es genügen 8 R.-E. derselben Stärke auf 1 m Deckenbreite.

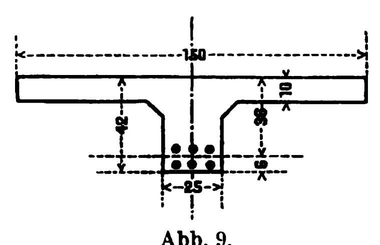


Abb. 9.

6. Ein Plattenbalken von nebenstehenden Abmessungen sei bei 7,5 m Spannweite und 7,8 m Stützweite durch eine Nutzlast von 500 kg auf 1 m Länge in einem Geschäftshause belastet. Die Eiseneinlagen, bestehend aus 6 R.-E. von 2,5 cm Durchm., haben einen Gesamtquerschnitt von 29,45 cm². Es sollen die größten im Beton und im Eisen auftretenden Spannungen ermittelt werden

Das Eigengewicht setzt sich zusammen aus

dem Gewicht des Plattenbalkens von (1,5·0,1 + 0,32·0,25)·2400 =		552 kg
dem Gewicht der Überschüttung, 6 cm hohe gewalzte Schlacke	36 kg	
dem Gewicht des Zementfußbodens von 2 cm Stärke .	40 „	
dem Gewicht des Deckenputzes	14 „	
für 1 m² zusammen	90 kg	
also für 1,5 m² 1,5 · 90 . . . . =		135 kg
dazu Nutzlast		500 „
zusammen		1187 kg

oder rund 1200 kg für 1 m Balkenlänge.

Daher ist

$$M = \frac{1200 \cdot 7{,}8^2 \cdot 100}{8} = 912\,600 \text{ kgcm}$$

nach Gleichung (11) ist

$$x = \frac{\frac{150 \cdot 10^2}{2} + 15 \cdot 29{,}45 \cdot 36}{150 \cdot 10 + 15 \cdot 29{,}45} = 12{,}05 \text{ cm},$$

nach Gleichung (13)

$$y = 12{,}05 - 5 + \frac{10^2}{6\,(2 \cdot 12{,}05 - 10)} = 8{,}23 \text{ cm},$$

mithin nach Gleichung (14)

$$\sigma_e = \frac{912\,600}{29{,}45\,(36 - 12{,}05 + 8{,}23)} = 963 \text{ kg/cm}^2$$

und nach Gleichung (15)

$$\sigma_b = \frac{12{,}05}{15\,(36 - 12{,}05)} \cdot 963 = 32{,}3 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Querkraft am Auflager ist

$$V = \frac{7{,}5 \cdot 1200}{2} = 4500 \text{ kg},$$

daher die Schubspannung im Beton

$$\tau_0 = \frac{V}{b_1\,(h - a - x + y)} = \frac{4500}{25\,(36 - 12{,}05 + 8{,}23)} = 5{,}6 \text{ kg/cm}^2.$$

Der zulässige Wert der Schubspannung wird also etwas überschritten. Es empfiehlt sich, zwei der oberen Eiseneinlagen an den Enden aufzubiegen. Die

Stelle, wo mit dem Aufbiegen zu beginnen ist, findet sich aus der Bedingung, daß an dieser Stelle die Querkraft V_1 nur sein darf

$$\frac{4500 \cdot 4{,}5}{5{,}6} = 3616 \text{ kg}.$$

Dies ist erfüllt bei $\frac{4500 - 3616}{1200} = 0{,}74$ m Entfernung vom Auflager.

Die von den aufgebogenen Eisenstäben aufzunehmende Gesamtzugkraft Z ist gleich der zu übertragenden Schubkraft, d. i.

$$Z = \frac{74}{\sqrt{2}} (5{,}6 - 4{,}5) \frac{1}{2} \cdot 25 = 720 \text{ kg}.$$

Die Spannung der aufgebogenen Stäbe ist daher

$$\sigma_e = \frac{720}{2 \cdot 4{,}91} = 73 \text{ kg/cm}^2.$$

0,74

Abb. 10.

Die Haftspannung an den vier unteren Rundeisen beträgt am Auflager

$$\tau_1 = \frac{b_1 \tau_0}{u} = \frac{25 \cdot 5{,}6}{4 \cdot 2{,}5 \cdot 3{,}14} = 4{,}5 \text{ kg/cm}^2.$$

Will man auch in diesem Falle die auftretende Betonzugspannung ermitteln, so ist zunächst nach Gleichung (32) x zu bestimmen aus

$$x = \frac{\frac{25 \cdot 42^2}{2} + \frac{125 \cdot 10^2}{2} + 15 \cdot 29{,}45 \cdot 36}{25 \cdot 42 + 125 \cdot 10 + 15 \cdot 29{,}45} = 16{,}12 \text{ cm}$$

und nach Gleichung (13)

$$y = 16{,}12 - 5 + \frac{100}{6\,(32{,}24 - 10)} = 11{,}87 \text{ cm},$$

dann wird aus Gleichung (33a)

$$M = 912\,600 = \left[\frac{150 \cdot 10 \cdot 11{,}87}{2} (2 \cdot 16{,}12 - 10) \right.$$
$$\left. + \frac{25}{3} (6{,}12^3 + 25{,}88^3) + 15 \cdot 29{,}45 \cdot 19{,}88^2\right] \frac{\sigma_{bd}}{16{,}12},$$

woraus

$$\sigma_{bd} = 28{,}4 \text{ kg/cm}^2,$$
$$\sigma_{bz} = \frac{25{,}88}{16{,}12} \cdot 28{,}4 = 45{,}6 \text{ kg/cm}^2,$$
$$\sigma_e = 15 \cdot \frac{19{,}88}{16{,}12} \cdot 28{,}4 = 525 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Spannung $\sigma_{bz} = 45{,}6$ kg/cm² ist jedenfalls zu groß; die Stegbreite des Balkens und der Querschnitt der Eiseneinlagen müßten verstärkt werden.

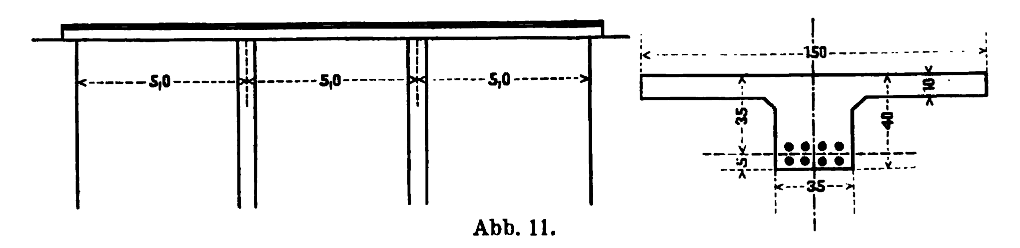


Abb. 11.

7. Ein durchgehender Plattenbalken auf vier Stützen mit vorstehendem Querschnitt werde mit 500 kg/m in einem Geschäftshause belastet. Es sollen die größten im Beton und im Eisen auftretenden Spannungen ermittelt werden.

Das Eigengewicht für 1 m Balkenlänge beträgt

$(1{,}5 \cdot 0{,}10 + 0{,}3 \cdot 0{,}35) \cdot 2400$	=	612 kg
dazu die übrige ständige Belastung wie im vorigen Beispiel .		135 „
zusammen		747 kg

oder rund 750 kg für 1 m Balkenlänge.

Die Berechnung wird nach dem üblichen Verfahren für durchgehende Balken von überall gleichem Trägheitsmoment ohne Rücksicht auf dessen Veränderlichkeit infolge der wechselnden Stärke und Lage der Eisenstäbe und etwaiger Verstärkung an den Stützen durchgeführt; derartige Abweichungen kommen der Sicherheit der Konstruktion zugute.

Die Angriffsmomente sind

a) bei $0{,}4\,l$ der ersten Öffnung

$$M_g = +0{,}08 \cdot 750 \cdot 5{,}0^2 \cdot 100 = +150\,000$$
$$-M_p = -0{,}02 \cdot 500 \cdot 5{,}0^2 \cdot 100 = -25\,000$$
$$+M_p = +0{,}10 \cdot 500 \cdot 5{,}0^2 \cdot 100 = +125\,000$$
$$\text{daher } M_{\max} = +275\,000,$$

b) über der Mittelstütze

$$M_g = -0{,}10 \cdot 750 \cdot 5{,}0^2 \cdot 100 = -187\,500$$
$$-M_p = -0{,}11667 \cdot 500 \cdot 5{,}0^2 \cdot 100 = -145\,838$$
$$+M_p = +0{,}01667 \cdot 500 \cdot 5{,}0^2 \cdot 100 = +20\,838$$
$$\text{daher } M_{\max} = -333\,338,$$

c) in der Mittelöffnung

$$M_g = +0{,}025 \cdot 750 \cdot 5{,}0^2 \cdot 100 = +46\,875$$
$$-M_p = -0{,}05 \cdot 500 \cdot 5{,}0^2 \cdot 100 = -62\,500$$
$$+M_p = +0{,}075 \cdot 500 \cdot 5{,}0^2 \cdot 100 = +93\,750$$
$$\text{also } +M_{\max} = +140\,625$$
$$-M_{\max} = -15\,625.$$

Hiernach berechnen sich die Spannungen:

a) Bei $0{,}4\,l$ der ersten Öffnung.

Die Eiseneinlage besteht aus 8 R.-E. von 15 mm Durchm. und 14,14 cm² Gesamtquerschnitt mit 5 cm Abstand von der Unterkante.

Da die Nullinie in die Platte fällt, wird ihre Lage mit Hilfe der Gleichung (2) gefunden zu

$$x = \frac{15 \cdot 14{,}14}{150}\left[\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 150 \cdot 35}{15 \cdot 14{,}14}} - 1\right] = 8{,}63 \text{ cm}.$$

σ_b und σ_e ergeben sich dann aus den Gleichungen (4) und (5) zu

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 275\,000}{150 \cdot 8{,}63 \cdot 32{,}12} = 13{,}2 \text{ kg/cm}^2,$$
$$\sigma_e = \frac{275\,000}{14{,}14 \cdot 32{,}12} = 606 \text{ kg/cm}^2.$$

b) Über der Zwischenstütze.

Für das negative Stützenmoment kommt, da der Beton keine Zugspannungen aufnehmen soll, nur der balkenförmige Teil des Querschnitts mit den nach oben ver-

schobenen Eiseneinlagen in Betracht. Dabei werden 2 weitere R.-E. von 15 mm Durchm. eingelegt, so daß der Gesamteisenquerschnitt 17,67 cm² beträgt.

Die Ermittlung der Lage der Nullinie erfolgt wieder nach Gleichung (2)

$$x = \frac{15 \cdot 17{,}67}{35}\left[\sqrt{1+\frac{2 \cdot 35 \cdot 35}{15 \cdot 17{,}67}}-1\right] = 16{,}66 \text{ cm},$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 333\,338}{35 \cdot 16{,}66 \cdot 29{,}54} = 38{,}8 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = \frac{333\,338}{17{,}67 \cdot 29{,}45} = 640 \text{ kg/cm}^2.$$

Abb. 12.

c) In der Mittelöffnung.

Das positive Maximalmoment ist erheblich kleiner als bei 0,4 l der ersten Öffnung. Es genügen 4 R.-E. mit dem Gesamtquerschnitt 7,07 cm².

$$x = \frac{15 \cdot 7{,}07}{150}\left[\sqrt{1+\frac{2 \cdot 150 \cdot 37{,}25}{15 \cdot 7{,}07}}-1\right] = 6{,}58 \text{ cm},$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 140\,625}{150 \cdot 6{,}58 \cdot 35{,}06} = 8{,}1 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = \frac{140\,625}{7{,}07 \cdot 35{,}06} = 565 \text{ kg/cm}^2.$$

Abb. 13.

Für das negative Moment — 15 625 genügt es, 1 R.-E. von 1 cm Durchm. und 0,79 cm² Querschnitt in den oberen Teil zu legen. Dann wird

$$x = \frac{15 \cdot 0{,}79}{35}\left[\sqrt{1+\frac{2 \cdot 35 \cdot 37{,}5}{15 \cdot 0{,}79}}-1\right] = 4{,}71 \text{ cm},$$

$$\sigma_e = \frac{15\,625}{0{,}79 \cdot 35{,}93} = 550 \text{ kg/cm}^2.$$

Will man auch hier, und zwar bei 0,4 l der ersten Öffnung, die auftretende Betonzugspannung untersuchen, so ist zunächst

$$x = \frac{\frac{35 \cdot 40^2}{2} + \frac{115 \cdot 10^2}{2} + 15 \cdot 14{,}14 \cdot 35}{35 \cdot 40 + 115 \cdot 10 + 15 \cdot 14{,}14} = 14{,}9 \text{ cm},$$

$$y = 14{,}9 - 5 + \frac{10^2}{6\,(29{,}8 - 10)} = 10{,}74 \text{ cm}.$$

Dann ist nach Gleichung (33a)

$$275\,000 = \frac{\sigma_{bd}}{14{,}9}\left[\frac{150}{2} \cdot 10 \cdot 10{,}74\,(29{,}8 - 10) + \frac{35}{3}\,(4{,}9^3 + 25{,}1^3) + 15 \cdot 14{,}14 \cdot 20{,}1^2\right]$$

$$275\,000 = 29\,000\ \sigma_{bd},$$

$$\sigma_{bd} = \frac{275\,000}{29\,000} = 9{,}5 \text{ kg/cm}^2$$

und $\sigma_{bz} = \frac{25{,}1}{14{,}9} \cdot 9{,}5 = 16 \text{ kg/cm}^2.$

Die Ermittlung der Schub- und Haftspannungen erfolgt überall wie bei den früheren Beispielen.

8. Ein Eisenbetonpfeiler von $30 \cdot 30$ cm Querschnitt mit 4 R.-E. von 16 cm² Gesamtquerschnitt sei mit 30 000 kg zentrisch belastet. Die auftretenden Beton- und Eisenspannungen sollen berechnet werden.

Nach Gleichung (43) bis (45) wird

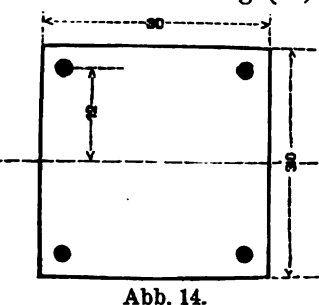


Abb. 14.

$$30\,000 = \sigma_b\,(30 \cdot 30 + 15 \cdot 16),$$

$$\sigma_b = \frac{30\,000}{1140} = 26{,}3 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = 15 \cdot 26{,}3 = 395 \text{ kg/cm}^2.$$

9. Derselbe Pfeiler soll auf Knicken untersucht werden, wenn seine Höhe 4 m beträgt.

In der Eulerschen Formel

$$P = \frac{\pi^2 EJ}{s l^2}$$

ist für den Beton $\quad E = \frac{2\,100\,000}{15} = 140\,000$

und $\quad s = \text{Sicherheitsgrad} = 10$

anzusetzen.

$$J = \frac{30^4}{12} + 15 \cdot 4 \cdot 4{,}0 \cdot 12^2 = 102\,060,$$

also $\quad P = \frac{10 \cdot 140\,000 \cdot 102\,060}{10 \cdot 160\,000} = 89\,303 \text{ kg}.$

Da P nach dem vorigen Beispiel nur 30 000 kg ist, so ist hinsichtlich des Betons keine Knickgefahr vorhanden. Damit auch bei den Eiseneinlagen ein Knicken nicht eintritt, muß sein

$$\frac{\pi^2 \cdot EJ}{5 l^2} = F \cdot k.$$

Die Spannung k des Eisens hatte sich oben zu 395 kg/cm² gefunden. Da beim Rundeisen

$$F = \frac{\pi d^2}{4} \text{ und } J = \frac{\pi d^4}{64}$$

ist, so wird $\quad \frac{J}{F} = \frac{d^2}{16},$

und es wird die zulässige Knicklänge der Eisenstäbe

$$l = d\sqrt{\frac{10 \cdot 2\,100\,000}{80 \cdot 395}} = 25{,}8\ d.$$

Um daher ein Knicken der Eisenstäbe zu vermeiden, sind sie in Abständen von höchstens $25{,}8 \cdot 2{,}26 = 58$ cm durch Quereisen zu verbinden. Die Abstände sollen indessen nach § 15 Ziffer 6 höchstens 30 cm betragen.

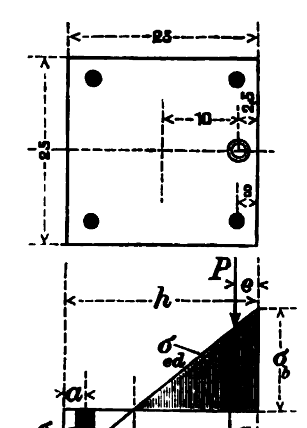


Abb. 15.

10. Ein Eisenbetonpfeiler von $25 \cdot 25$ cm Querschnitt und mit vier Eisenstäben von 2 cm Durchmesser werde mit 5000 kg exzentrisch, und zwar 10 cm aus der Mitte belastet. Es sollen die auftretenden Beton- und Eisenspannungen ermittelt werden.

Zur Lösung stehen die beiden Bedingungen zur Verfügung:

1. die Summe der äußeren und inneren Kräfte muß Null sein; $\Sigma V = 0$,
2. die Summe der statischen Momente der auf den Querschnitt wirkenden Kräfte muß Null sein; $\Sigma M = 0$.

Ferner kommt die Bedingung in Betracht, daß die Spannungen sich verhalten wie die Abstände von der Nullinie, multipliziert mit dem Elastizitätsmaß, d. h.

$$\sigma_b : \sigma_{ed} = x : n\,(x - a),$$
$$\sigma_b : \sigma_{ez} = x : n\,(h - a - x).$$

Aus der Bedingung 1 ergibt sich dann

a) $$P = \frac{bx}{2}\,\sigma_b + n\,f_e\,\sigma_b\left(\frac{x-a}{x} - \frac{h-a-x}{x}\right) = \sigma_b\left[\frac{bx}{2} + \frac{nf_e}{x}(2x-h)\right]$$

und aus der Bedingung 2

b) $$P(x-e) = \sigma_b\frac{bx^2}{3} + nf_e\sigma_b\left[\frac{(x-a)^2}{x} + \frac{(h-a-x)^2}{x}\right]$$
$$= \sigma_b\left[\frac{bx^2}{3} + \frac{nf_e}{x}(2x^2 - 2hx + 2a^2 + h^2 - 2ah)\right].$$

Setzt man die aus diesen beiden Gleichungen sich ergebenden Werte von σ_b einander gleich, so ergibt sich durch weitere Zusammenziehung

$$\frac{b}{6nf_e}\,x^3 - \frac{be}{2nf_e}\,x^2 - (2e - h)\,x = 2a^2 + h^2 - (2a + e)\,h$$

oder unter Einsetzung der Werte $b = 25$; $n = 15$; $f_e = 6{,}28$; $e = 2{,}5$; $h = 25$; $a = 3$

$$\frac{25}{6 \cdot 15 \cdot 6{,}28}\cdot x^3 - \frac{25 \cdot 2{,}5}{2 \cdot 15 \cdot 6{,}28}\,x^2 + 20x = 2 \cdot 3^2 + 25^2 - 8{,}5 \cdot 25;$$
$$x^3 - 7{,}5\,x^2 + 452{,}16\,x = 9734.$$

Die Auflösung geschieht am einfachsten durch Versuchsrechnung, und es findet sich so genau genug

$$x = 16{,}3 \text{ cm}.$$

Dann ist mittels Gleichung a)

$$5000 = \sigma_b\left(\frac{25 \cdot 16{,}3}{2} + \frac{15 \cdot 6{,}28}{16{,}3}\cdot 7{,}6\right)$$
$$\sigma_b = 20{,}2 \text{ kg/cm}^2,$$

und es wird ferner

$$\sigma_{ed} = \frac{15 \cdot 13{,}3 \cdot 20{,}2}{16{,}3} = 249 \text{ kg/cm}^2,$$
$$\sigma_{ez} = 249 \cdot \frac{5{,}7}{13{,}3} = 107 \text{ kg/cm}^2.$$

Berlin, den 24. Mai 1907.

Der Minister der öffentlichen Arbeiten.
Breitenbach.

III. Vorläufige Bestimmungen für das Entwerfen und die Ausführung von Ingenieurbauten in Eisenbeton im Bezirke der Eisenbahndirektion Berlin.

Vorbemerkung: Für Bauten aus Eisenbeton in geschlossenen Räumen, die dem Einfluß der Witterung, der Nässe, der Rauchgase und ähnlicher schädlicher Einflüsse entzogen sind, bleiben die nachstehend unter Nr. 1 bezeichneten Bestimmungen für Hochbauten vom 16. April 1904 allein maßgebend.

Es wird beabsichtigt, für den diesseitigen Bezirk bis auf weiteres im allgemeinen die Bedingungen für den Entwurf und die Ausführung so zu fassen, daß der Zustand I nicht verlassen wird, d. h. wirkliche Risse dürfen nicht auftreten.

1.

Zu dem Zwecke werden die Querschnitte so gewählt, daß sie nicht nur den Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten des Herrn Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 16. April 1904 — abgedruckt im Zentralblatt der Bauverwaltung 1904, S. 253 — im allgemeinen genügen, sondern daß auch die nach Maßgabe der Anleitung unter 5. errechneten Zugspannungen im Beton sich so mäßig ergeben, daß das Eintreten wirklicher Risse ausgeschlossen wird.[1])

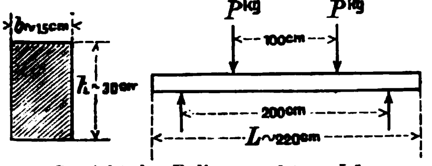
Früher war man allgemein der Ansicht, Beton würde durch Bewehrung mit Eisen befähigt, bis zum Auftreten von Rissen größere Dehnungen zu ertragen als ohne Bewehrung. Nach neueren Versuchen muß man indessen in der Praxis damit rechnen, daß die Dehnungen, bei denen die ersten Risse eintreten, bei bewehrtem Beton gar nicht oder nur unbedeutend höher ausfallen als bei unbewehrtem Beton. Der Sicherheit halber werde hier daher die Annahme zugrunde gelegt, daß in beiden Fällen die fraglichen Dehnungen und somit auch die im Beton auftretenden Zugspannungen gleich sind.

2.

Die ausführende Firma haftet in Gemäßheit des § 10 der „Allgemeinen Vertragsbedingungen für die Ausführung von Staatsbauten" für die ordnungsmäßige und tadellose Ausführung des Unternehmens während eines Zeitraums von 36 Monaten nach der vorläufigen Abnahme des ganzen Unternehmens, namentlich auch dafür, daß wirkliche Risse im Beton nicht auftreten; sogenannte Luftrisse sind zulässig. Es empfiehlt sich, im Entwurf für tunlichste Zugänglichkeit der Gefahrpunkte Sorge zu tragen, damit es leicht ist, jederzeit von dem Nichtvorhandensein von wirklichen Rissen sich zu überzeugen.

3.

Die ausführende Firma ist gehalten, für jede bei dem Gegenstande der Unternehmung zur Verwendung kommende, mit Eisen bewehrte Betonsorte und aus dem eben zur Verwendung gelangenden Beton auf Anordnung der Bauverwaltung je vier unbewehrte Betonbalken[2]) von nebenstehenden Maßen zu Versuchszwecken herzustellen.



g — Gewicht des Balkens auf 1 cm Länge.

Maßgebend für die Beurteilung der Zugfestigkeit des Betons ist die bei den nach 28tägiger Erhärtungsdauer auszuführenden Versuchen mit den vorbezeichneten Balken aus der Formel

$$\mathfrak{S}_{bz} = \frac{M \cdot 6}{b \cdot h^2} = \left\{ g \cdot \frac{L}{2} \left(100 - \frac{L}{4} \right) + P \cdot 50 \right\} \frac{6}{b \cdot h^2}$$

sich ergebende kleinste rechnungsmäßige[3]) Zugfestigkeit $\mathfrak{S}_{bz}$.

4.

Die Firma ist ferner verpflichtet, nach Anordnung der Bauverwaltung für jede bei dem Gegenstande der Unternehmung zur Verwendung kommende Betonsorte und aus dem eben zur Verwendung gelangenden Beton je vier Probewürfel[2]) anzufertigen. (Seitenlänge 30 cm.)

---

[1]) Die infolgedessen sich ergebenden Abänderungen und Ergänzungen der genannten Bestimmungen sind unter 5. angegeben.

[2]) Für 1 Liter Beton darf zur Herstellung der Probekörper nicht mehr Stampfarbeit aufgewandt werden als zur Herstellung der betreffenden Teile des Bauwerks.

[3]) Die wirkliche Zugfestigkeit ist wesentlich kleiner (vergl. Mörsch, Der Eisenbetonbau. 2. Auflage 1906. S. 33 — z. B. 12,6 kg/cm² gegenüber 20,7 kg/cm² —).

Maßgebend für die Beurteilung der Druckfestigkeit des Betons ist die aus den mit diesen Probewürfeln in üblicher Weise angestellten Versuchen sich ergebende kleinste[1]) Druckfestigkeit $\mathfrak{S}_{bd}$.

Die Bauverwaltung behält sich vor, noch besondere Ausführungsbestimmungen für die Herstellung und Behandlung der Probekörper vorzuschreiben, sowie ferner für Teile, die bei gleicher Form lose in größerer Zahl hergestellt werden, statt der unter Nr. 3 und 4 bezeichneten Prüfungen von je 100 Stück gleichen Teilen 5 Teile unmittelbar mit einer tunlichst gleichen Belastungsweise wie im fertigen Bauwerke zu prüfen. Genügt je eine dieser Proben nicht, so kann das Material verworfen werden.[2])

Bezüglich der Beschaffenheit des Materials der Flußeiseneinlagen und deren Prüfung gelten die „Besonderen Vertragsbedingungen für die Anfertigung, Lieferung und Aufstellung von größeren zusammengesetzten Eisenkonstruktionen".

5.

Bezüglich der Belastungsannahmen für Gleisunterbauten gelten die Vorschriften für das Entwerfen der Brücken mit eisernem Überbau auf den preußischen Staatseisenbahnen vom 1. Mai 1903.

Bezüglich der Belastungsannahmen für Straßenbrücken mit Lastwagenverkehr sind die „Vorschriften für die Berechnung der Straßen- und Fußgängerbrücken mit eisernem Überbau des Direktionsbezirks Berlin vom 12. Februar 1899, genehmigt durch Ministerialerlaß I D 2947 vom 29. April 1899" sinngemäß anzuwenden.

Maßgebend sind ferner die Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Bauten aus Stampfbeton, aufgestellt vom Deutschen Beton-Verein, Februar 1905, bis auf die in Fußnote 4 erwähnte Ausnahme.

Ferner sind sinngemäß auch die obengenannten Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten vom 16. April 1904 mit den nachstehend angegebenen Änderungen zugrunde zu legen. Es erhalten folgende abgeänderte Fassung:

I C § 13 Absatz 4. Probebelastungen sind auf Erfordern der Bauverwaltung mit einer besonderen, das der statischen Rechnung zugrunde gelegte oder das im Betriebe gewöhnlich vorkommende Maß übersteigenden Auflast anzustellen, die jedoch den Betrag nicht überschreiten darf, bei dem am Baugrund oder in irgend einem wesentlichen Gliede eine bedenkliche Spannung erreicht wird. Mit Rücksicht auf die gegen das Eintreten von Rissen im Beton vorgesehene nur mäßige Sicherheit ist daher bei Gleisunterbauten im allgemeinen als ruhende Auflast — einseitige sowohl als volle — nur das 1,1- bis 1,6fache[3]) der nach den Vorschriften vom 1. Mai 1903 aus der

[1]) In den Leitsätzen für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Bauten aus Stampfbeton, aufgestellt vom Deutschen Beton-Verein, Februar 1905, ist im Anhang II unter 3 als maßgebende Druckfestigkeit der Mittelwert aus den Festigkeitszahlen einer Versuchsreihe bei der ersten Rißbildung anzusehen. Es soll jedoch hier sowohl für die Zug- als auch für die Druckbeanspruchungen der Kleinstwert unter den Festigkeitszahlen einer Versuchsreihe maßgebend sein.

[2]) Bei Betonquadern z. B., die im Bauwerk einem hohen Druck ausgesetzt und vorher unmittelbar geprüft werden sollen, muß die Belastung bis auf das m-fache — s. Nr. 5 II D 1 — der rechnungsmäßigen gesteigert werden können, ohne daß Risse eintreten. Bei Balken oder plattenartigen Körpern dagegen muß die Belastung bis auf das s-fache — s. Nr. 5 II D 1 — gesteigert werden können, ohne daß Zugrisse im Beton eintreten, und bis auf das m-fache, ohne daß Zerstörungen des Betons im Druckgurt sich zeigen.

[3]) Ist zum Beispiel bei einer Eisenbahnbrücke nach II D 1 B b die Sicherheit gegen das Eintreten von Rissen nur 1,5fach, so wird im allgemeinen — was im einzelnen Fall indessen rechnerisch besonders nachgewiesen werden muß — eine 1,1fache ruhende Auflast die Zugspannungen nicht zu sehr erhöhen, so daß noch mindestens eine etwa 1,3fache Sicherheit gegen das Eintreten von Rissen verbleibt. Anderseits wird dem Einfluß der durch die Betriebslasten hervorgerufenen Stöße mit Rücksicht auf die Höhe der Bettung und Größe des Eigengewichts des Tragwerks durch die Wahl des Beiwerts 1.1 genügt, da die wirklich vorhandenen größten Betriebslasten weit unterhalb der Belastungsannahmen der Vorschriften vom 1. Mai 1903 verbleiben und sich durch besonders gute Federung und daher ruhigen Lauf und geringe Belastungsschwankungen der einzelnen Achsen auszeichnen. Ist dagegen nach II D 1 A a die Sicherheit gegen das Eintreten von Rissen 2,5fach, so ist die Aufbringung einer etwa 1,6fachen ruhenden Auflast — rechnungsmäßiger Nachweis im Einzelfall vorbehalten — gerechtfertigt, da in diesen Fällen die Wirkung der Stöße mit Rücksicht auf die kleine Stützweite und Kleinheit des Eigengewichts sowie geringe Höhe der Bettung mehr ins Gewicht fällt.

Formel $p = \frac{8M}{L^2}$ errechneten gleichmäßig verteilten Last aufzubringen. Für volle Last ist dabei L gleich der ganzen, für einseitige Last gleich der halben Stützweite einzuführen.

II C 1. Das Elastizitätsmaß des Eisens ist zu dem Zehnfachen von dem des Betons anzunehmen, wenn nicht ein anderes Elastizitätsmaß nachgewiesen wird.

II C 2. Die Spannungen im Querschnitt des auf Biegung beanspruchten Körpers sind unter der Annahme zu berechnen, daß sich die Ausdehnungen und die Spannungen wie die Abstände von der Nullinie verhalten und daß

a) die Eiseneinlagen sämtliche Zugkräfte aufzunehmen vermögen und daß
b) der Beton auch an der Aufnahme der Zugkräfte sich voll beteiligt.

II D 1. Bei den auf Biegung beanspruchten Bauteilen soll die Druckspannung des Betons σ_{bd} den $m$ten Teil bei seiner Druckfestigkeit, die Zugspannung des Betons σ_{bz} den $s$ten Teil der Zugfestigkeit sowie die Zug- und Druckspannung des Flußeisens die nachfolgend angegebenen Werte σ_e nicht übersteigen:

A. Bei Gleisunterbauten mit Spannweiten L unter und bis 5 m

$$\sigma_e = 800 \text{ kg/cm}^2$$

und bei folgenden Abmessungen der Bettungshöhe h[1]):

a) $h = 0{,}15$ m; $m = 5{,}0$; $s = 2{,}5$[2])
b) $h = 0{,}50$ m; $m = 4{,}0$; $s = 2{,}0$[2])
c) $h \geq 0{,}80$ m; $m = 3{,}0$; $s = 1{,}5$.

B. Bei Gleisunterbauten mit Spannweiten L gleich oder über 20 m sowie allgemein für Straßenbrücken mit Lastwagenverkehr

$$\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$$

und bei folgenden Abmessungen der Höhe h bezw. der Fahrbahnhöhe $\mathfrak{H}$[1]):

a) $h = 0{,}15$ bezw. $\mathfrak{H} \leq 0{,}15$; $m = 4{,}0$; $s = 2{,}0$
b) $h \geq 0{,}50$ bezw. $\mathfrak{H} \geq 0{,}40$; $m = 3{,}0$; $s = 1{,}5$.

Für Stoßwirkungen sind bei Steinpflaster 10 vH. zur rechnungsmäßigen Verkehrslast zuzuschlagen.

Für Zwischenwerte von L, h und $\mathfrak{H}$ ist entsprechend einzuschalten.

C. Bei Fußgängerbrücken, berechnet mit 500 kg/cm² bewegter Last, und bei Straßenbrücken mit so leichtem Verkehr, daß die Berechnung mit 500 kg/cm² bewegter Last ausreicht, bei Futtermauern, Wasserbehältern und dergleichen sowie überhaupt bei mäßig erschütterten Bauteilen auf dem Gebiete des Bauingenieurwesens:

$$\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2;\ m = 3{,}0;\ s = 1{,}3.$$

III. Rechnungsverfahren mit Beispielen. Dieser Abschnitt ist entsprechend den Abänderungen und Ergänzungen in II C 1 und II C 2 zu ergänzen. Statt des Wertes n — nach den Bestimmungen vom 16. April 1904 im allgemeinen gleich 15, hier nach II C 1 gleich 10 — ist zum Teil $n - 1$ zu setzen mit Rücksicht auf den von den Eisenlagen in Beton eingenommenen Raum.

6.

Gemäß den neueren Erfahrungen wird sowohl bei auf Druck, als auch bei auf Biegung beanspruchten Teilen auf Anwendung einer reichlichen Anzahl von Querbügeln

[1]) Unter h wird das Maß von Unterkante Eisenbahnschwelle, unter $\mathfrak{H}$ das von Straßenfahrbahnoberkante bis Oberkante des Eisenbetontragwerks verstanden.

[2]) Bei Gewölben kann für die vom Scheitel entfernter liegenden und tiefer eingebetteten Teile s bis auf 2,0 oder bis auf 1,5 ermäßigt werden.

Wert gelegt; hat sich doch zum Beispiel unter Umständen der Einfluß von 1 kg Eisen in den Bügeln hinsichtlich der Erhöhung der Widerstandsfähigkeit eisenbewehrter Betonsäulen bedeutend größer erwiesen als derjenige von 1 kg Eisen in den Stangen.

Aufgestellt:

Berlin, den 21. Februar 1906.

Königliche Eisenbahndirektion.
Labes.

IV. Vorschriften für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten für die Königl. Württembergischen Staatsbahnen.

Vorwort.

Die nachstehenden, von der württembergischen Eisenbahnverwaltung für ihre Dienststellen ausgegebenen Eisenbetonvorschriften stehen bezüglich der anzuwendenden Rechnungsweise in Übereinstimmung mit der in den „Vorläufigen Leitsätzen für Eisenbetonbauten" (aufgestellt vom Verbande deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine und dem Deutschen Betonverein) und in den von der Königlich preußischen Regierung herausgegebenen „Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten" vertretenen Theorie.

Zur Begründung der im Anhang enthaltenen Berechnungsweise ist beizufügen, daß für die Berechnung der inneren Spannungen von Konstruktionsteilen in Eisenbeton folgende Annahmen gemacht sind:

a) ursprünglich ebene Querschnitte bleiben auch nach der Formänderung eben;
b) die Zugfestigkeit des Betons bleibt außer Betracht;
c) der Elastizitätsmodul des Betons wird konstant angenommen, und zwar so, daß $E_e : E_b = 15$ wird.

Von der Untersuchung der Zugspannung des Betons bei den auf Biegung beanspruchten Bauteilen ist Abstand genommen. Will man halbwegs genaue Resultate, so muß die Verschiedenheit der Elastizitätsmodule des Betons für Zug und Druck berücksichtigt werden. Dies führt zu umständlichen Formeln und Berechnungen, deren Wert für die Praxis zweifelhaft ist. Außerdem kann mit einer Herabsetzung der Zugspannung des Eisens durch Vermehrung des Eisenquerschnitts praktisch das gleiche erreicht werden. Aus dieser Erwägung heraus ergab sich die auf S. 94 der Vorschriften enthaltene Tabelle der zulässigen Beanspruchungen. Als Mischungsverhältnis des Betons ist für alle Fälle 1 Teil Portlandzement, 2 Teile Quarzsand, 2 Teile Feinkies oder Feinschotter vorgeschrieben. Fettere Mischungsverhältnisse ergeben wenig höhere Druckfestigkeiten; magerere Mischungen bieten keine vollständige Gewähr für die tadellose Umschließung und Einbettung der Eisen.

Zu beachten ist, daß die Stoßwirkungen bei der Annahme der zulässigen Inanspruchnahmen berücksichtigt sind. Nach den österreichischen Regierungsvorschriften müssen Tragwerke, welche Erschütterungen erleiden, mit dem 1,3fachen, jene, welche starken Stößen ausgesetzt sind, mit dem 1,5fachen der ruhenden Last berechnet werden. In den preußischen Ministerialbestimmungen ist sogar für diesen Fall die um 100 vH. erhöhte Nutzlast vorzusehen. Man glaubte von so hohen Zuschlägen absehen und sich mit der Reduzierung der zulässigen Spannungen begnügen zu können, weil bei Bahnbrücken mit der Abschwächung der direkten Stoßwirkungen durch ein hohes Schotter-

bett gerechnet werden kann, außerdem die Lastverteilung nur nach der Breite, nicht auch nach der Längsrichtung der Brücke berücksichtigt wird, endlich die zahlreichen Ausführungen bis jetzt keinerlei Mängel gezeigt haben.

Auf die sorgfältige Berechnung der Schubspannungen von Plattenbalken und der zu ihrer Aufnahme bestimmten abgebogenen Eisen wird besonderer Wert gelegt; für den vom Beton aufzunehmenden Teil der Schubspannungen ist ein Spielraum von 2,0 bis 4,5 kg/cm² gelassen.

Für die Linie der τ_0 ist immer die ungünstigste einseitige Belastung zu berücksichtigen, die auch in den Trägermitten Querkräfte ergibt. Die Resultante $\tau_0 \sqrt{2}$ (auf die Breite des schiefen Streifens $\sqrt{2}$) der in horizontaler und vertikaler Richtung wirkenden Schubspannungen τ_0 kann entweder ganz oder teilweise durch abgebogene Eisen aufgenommen werden. Wo die abgebogenen Eisen nicht ausreichen, kann der übrige Teil der Querkraft durch die Zugwirkung der Bügel oder durch den Beton aufgenommen werden.

Nach den neuesten Versuchen der Materialprüfungsanstalt Stuttgart rechnet man zweckmäßig den Teil der Querkraft, welcher den von den abgebogenen Eisen nicht übertragenen schiefen Zugspannungen τ_0' entspricht, auf die Bügel. Die Breite des an der Fläche der τ_0 für die Bügel in Abzug zu bringenden Streifens ist unter dieser Voraussetzung

$$\tau_0' = \frac{B}{ec},$$

worin B die von einem Bügel aufzunehmende Zugkraft, e den Bügelabstand und c die Stegbreite bedeutet. Die Bügelabstände ergeben sich aus

$$e = \frac{B}{\tau_0' c}$$

und können über die ganze Balkenlänge gleichmäßig angenommen werden.

Unter Anwendung dieser Berechnungsweise für die Bügel ist es möglich, bei Deckenplatten und Balken für Hochbauten die zulässige Schubspannung des Betons mit 4,5 kg/cm² beizubehalten und bei höheren Werten nur die über 4,5 kg/cm² hinausgehenden schiefen Zugspannungen durch abgebogene Eisen aufzunehmen. Bis zu dieser Grenze, wo also nur gerade untere Eisen und vertikale Bügel vorhanden sind, wird die unter 45° wirkende schiefe Zugspannung des Betons τ_0 durch die Bügel (welche die vertikale Komponente $\frac{\tau_0}{\sqrt{2}}$ aufnehmen können) reduziert. Für $\tau_0 = 4{,}5$ kg/cm² bleibt also nur noch die Komponente $\frac{4{,}5}{\sqrt{2} \cdot \sqrt{2}} = 2{,}25$ kg/cm² Zugspannung des Betons übrig, was einer rund dreifachen Sicherheit gegen das Auftreten der ersten Zugrisse entspricht. Für die praktische Anwendung im Hochbau erscheint die Annahme einer kleineren zulässigen Zugspannung als 4,5 kg/cm² deshalb ungeeignet, weil bei der großen Zahl von Abbiegungen die Gefahr entsteht, daß dem Untergurt die zur Aufnahme des Moments notwendige Eisenmenge durch Aufbiegen zu bald entzogen, bei Balken auf zwei Stützen an den Auflagern die Einführung von Ersatzhaftkräften notwendig wird.

Die Haftspannungsberechnung bei Platten und Plattenbalken erfolgt in Übereinstimmung mit den Versuchen der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart nach der Formel

$$\tau_1 = \frac{b\tau_0}{n\pi d} \quad \text{bezw.} \quad = \frac{c\tau_0}{n\pi d},$$

was immer zulässig ist, wenn genügend abgebogene Eisen vorhanden sind. Werden dazu noch die Considèreschen Haken angewendet, so ist bei Platten eine Berechnung der Haftspannung in vielen Fällen entbehrlich.

---

§ 1. Allgemeines.

Für die Ausführung von Bauten oder Bauteilen aus Beton mit beliebig geformten Eiseneinlagen, bei welchen beide Konstruktionselemente für die Lastübertragung zu gemeinsamer statischer Wirkung gelangen, gelten außer den nachstehenden Bestimmungen die allgemeinen Bedingungen für die Verträge über die Ausführung von Arbeiten (Drucksache XVIII. 2 vom Oktober 1905) sowie die hierauf bezüglichen besonderen Bedingungen für Maurer- und Steinhauerarbeiten (Drucksache XVIII. 7 vom September 1906).

§ 2. Bauvorbereitung.

Als Unterlagen für die Bauausführung sind erforderlich:

1. Zeichnungen des Bauwerks mit der Gesamtanordnung und allen wichtigen Einzelheiten.

2. Statische Berechnungen, welche die Belastungsannahmen und den Nachweis der auftretenden Spannungen in Übereinstimmung mit der im Anhang angegebenen Berechnungsweise sowie die Standfähigkeit des Bauwerks enthalten. Die Zugfestigkeit des Betons darf bei der statischen Berechnung nicht berücksichtigt werden. Die zulässigen Inanspruchnahmen des Betons auf Druck und des Eisens auf Zug dürfen die in § 13, IV näher bezeichneten Festigkeitswerte nicht überschreiten.

3. Angaben über die Mischungsverhältnisse des Betons, mit welchen die erforderlichen bezw. gewährleisteten Festigkeiten erreicht werden sollen.

4. Angaben über den Ursprung, die Beschaffenheit und die Zusammensetzung der zur Verwendung bestimmten Materialien.

5. Erläuterungen zu schwierigen Bauteilen, zu dem Baufortgang und dergl.

6. Weiter ist erforderlich, daß die Bauunterlagen, soweit sie nicht von dem Brückenbaubureau ausgearbeitet sind, von diesem Bureau geprüft und von der mit der örtlichen Bauleitung betrauten Behörde und dem Unternehmer vor dem Baubeginn unterschrieben werden. Der letztere ist mitverantwortlich für den Entwurf und hat auch die volle Verantwortung für die Ausführung zu tragen.

Der Unternehmer hat sich mit der statischen Berechnung und der aus dem Entwurf ersichtlichen Ausführungsweise, sowie mit den Abmessungen des Bauwerks einverstanden zu erklären oder vor der Anerkennung der Bauvorlagen ihm etwa für angezeigt erscheinende Abänderungen der Berechnung und des Entwurfs bei der Bauverwaltung zu beantragen.

Des weiteren bleibt dem Unternehmer unbenommen, schon bei der Abgabe des Angebots in jedem Einzelfalle einen Gegenentwurf mit Kostenanschlag einzureichen; dabei hat er aber den Nachweis zu erbringen, daß durch die Wahl anderweitiger Betonmischungsverhältnisse oder Konstruktionsformen und Abmessungen Vorteile irgendwelcher Art bei gleicher Sicherheit des Bauwerks erzielt werden können.

7. Mit der Ausführung von Eisenbetonbauten darf in keinem Fall vor der allseitigen Erfüllung der unter 1 bis 6 aufgeführten Vorschriften und vor Einholung der Erlaubnis der Bauverwaltung begonnen werden.

§ 3. Material-, Gerüst- und Gerätebeschaffung.

1. Der Unternehmer hat sämtliche Rohmaterialien (Zement, Sand, Kies, Schotter, Eiseneinlagen usw.), sowie auch das zur Betonbereitung geeignete Wasser selbst zu liefern.

2. Der Unternehmer hat vor dem Beginn der Arbeiten Angaben über den Bezug und die Güte der zu verwendenden Eisenmaterialien zu machen. Es darf nur Flußeisen verwendet werden, das von bewährten deutschen Hüttenwerken bezogen ist und den unter § 9 angeführten Bedingungen entspricht.

Die Güte des zu übernehmenden Materials kann auch durch Zeugnisse über Zerreiß- und Biegeproben nachgewiesen werden.

3. Ferner hat der Unternehmer — soweit nicht behördliche Bestimmungen über die Betonverhältnisse gegeben sind — vor dem Beginn der Arbeiten Angaben über die Herkunft, Beschaffenheit und das Mischungsverhältnis des Betons und seiner Bestandteile, den Wasserzusatz, sowie über die gewährleistete Druckfestigkeit (Würfelfestigkeit nach 28 Tagen) zu machen.

4. Der vorläufige Festigkeitsnachweis ist entweder durch Druckversuche mit Probewürfeln (welche in gleicher Weise und aus Baustoffen gleicher Beschaffenheit, wie angeboten, hergestellt worden sind) oder durch Prüfungszeugnisse über die in einer Versuchsanstalt vorgenommenen Festigkeitsproben zu erbringen.

Bei noch unerprobter Bauweise kann die Bauverwaltung die Zulassung von dem Ausfalle zuvoriger Probeausführung und Belastungsversuchen abhängig machen.

Die Belastungsversuche sind bis zum Bruche durchzuführen.

5. Die Prüfung des hierbei verwendeten Portlandzements ist nach Maßgabe der besonderen Bedingungen für die Lieferung und Prüfung von Portlandzement (Drucksache VIII. 8a) bezw. durch Zementmörtel-Zerreiß- und Druckproben auf einer Zementmörtelzerreißmaschine auf dem Bauplatz oder in einer Versuchsanstalt, soweit dies die Bauleitung für notwendig hält, auszuführen.

6. Der Unternehmer hat vor dem Beginn der Arbeiten sich weiter darüber zu erklären, ob er das Mischen von Hand oder mit der Maschine vollziehen will. Die Bauverwaltung behält sich jedoch vor, die Herstellungsweise im einzelnen vorzuschreiben. Bei größeren Bauwerken sind ausschließlich Mischmaschinen zu verwenden.

7. Dem Unternehmer liegt die Beschaffung aller Gerüste, Geräte, Transportbahnen, Schütt- und Stampfvorrichtungen, Schalungen, Maschinen, die Herstellung eines wasserdichten Zementlagerschuppens usw., kurz der gesamten Einrichtung ob.

§ 4. Bauaufsicht und Bauausführung.

1. Der Unternehmer hat zur Beaufsichtigung der Eisenbetonarbeiten einen in dieser Bauart erfahrenen Ingenieur oder Techniker während der vollen Dauer des Baues zu stellen. Auf Anfordern der Bauverwaltung ist der Unternehmer verpflichtet, nachzuweisen, daß die mit der Leitung und Beaufsichtigung betrauten Leute bei Ausführung von Eisenbetonarbeiten schon mit Erfolg tätig gewesen sind.

2. Alle Arbeiten müssen unter Leitung von zuverlässigen und geschulten Vorarbeitern verrichtet werden. Die Herstellung des Eisenbetons darf nur durch sachkundige geübte Arbeiter erfolgen.

3. Der Unternehmer hat sich genau an die vorgeschriebene Ausführungsweise zu halten. Ein Abweichen von derselben kann jedoch durch Eigentümlichkeiten der Baustelle, plötzlichen Witterungswechsel usw. zwecks Erzielung der erforderlichen Festigkeit notwendig werden. Es bedarf aber hierzu in der Regel des Einverständnisses der Bauverwaltung und des Unternehmers.

4. Der Unternehmer hat für die Güte der Arbeiten und Materialien eine fünfjährige Garantie zu leisten, welche mit dem Tage der Übernahme des Bauwerks beginnt.

§ 5. Baustoffe und ihre Verarbeitung.

I. Baustoffe.

1. Für die Eiseneinlagen ist Flußeisen zu verwenden. Das Eisen muß dicht, gut stauch- und schmiedbar, darf weder kalt- noch rotbrüchig oder langrissig sein und soll eine gute Oberfläche zeigen. Stäbe mit Rissen, Brandstellen, Verkrümmungen und Spuren von Nacharbeiten sind von der Verwendung ausgeschlossen. Bezüglich der Qualität und Festigkeit hat das Eisen den unter § 9 aufgeführten Bedingungen zu entsprechen. Die Stärke der Eisen muß genau dem Entwurf entsprechen. Die Eisen sind in solchen Längen zu bestellen, daß Stöße möglichst vermieden werden können.

2. Es darf nur langsam bindender Zement der bei den Königl. württembergischen Staatseisenbahnen zugelassenen Marken verwendet werden. Derselbe muß allen Anforderungen, insbesondere den im Deutschen Reich geltenden Normalbestimmungen für Portlandzement (und zwar nach Raumbeständigkeit, Bindezeit, Mahlfeinheit sowie Zug- und Druckfestigkeit) entsprechen.

3. Die Verwendung von rasch bindendem Zement, sogenanntem Schnellbinder, zum Beton ist verboten.

4. Unter Sand ist alles feine Gestein (Gruben-, Fluß-, See-, Brech- oder Quetschsand) bis zu 7 mm Korngröße zu verstehen.

Kiessand ist das natürliche Gemenge von Sand und Kies. Grundstoff des Kiessandes kann jedes harte, wetterbeständige Gestein sein.

Im Kiessand soll die Korngröße unter 10 mm bleiben.

5. Sand und Kiessand sollen frei von Lehm, Ton und pflanzlichen Beimischungen sein. Beim Vorhandensein von derartigen schädlichen Beimischungen sind die Baustoffe auf Verlangen der Bauverwaltung durch Waschen zum Betonieren brauchbar zu machen, sofern nicht überhaupt eine Zurückweisung der Baustoffe erfolgt. Über die Schädlichkeit von Beimengungen entscheiden in Zweifelsfällen Druckversuche mit Betonwürfeln.

6. Der Kies besteht aus Steinen von 7 mm Korngröße aufwärts (s. Ziffer 8).

Steinschlag kann aus jedem harten, wetterbeständigen Gestein gewonnen werden. Derselbe muß rein und frei von allen schädlichen Beimischungen sein, rauhe Bruchflächen besitzen, aus möglichst verschiedenen Korngrößen (s. Ziffer 8) bestehen und darf unter den Stampfstößen nicht spalten.

7. Nicht wetterbeständige Steine (weiche Sandsteine. schwachgebrannte Ziegelsteine) sind zur Betonbereitung ungeeignet und dürfen nicht verwendet werden. Die in Fluß-Kiessand vorkommenden Kohlenteile können schädlich wirken und sind auszulesen.

8. Zur Herstellung des Betons ist nur geeigneter Sand, Kies oder Steinschlag von solcher Korngröße zu verwenden, daß die Verarbeitung des Betons zwischen und neben den Eiseneinlagen noch möglich ist.

9. Gefrorene Baustoffe dürfen nicht verarbeitet werden.

10. Das zu verwendende Wasser muß rein sein. Moorwasser ist schädlich. Die Menge des zuzusetzenden Wassers läßt sich im voraus nicht genau feststellen, da sie wesentlich von der Witterung und dem wechselnden Feuchtigkeitsgehalt der Luft, sowie von der Beschaffenheit der Baustoffe abhängig ist.

II. Bearbeiten und Einlegen der Eisen.

1. Sämtliche Eiseneinlagen müssen den in der Zeichnung angegebenen Abmessungen und Formen entsprechen. Das Einlegen der Eisen muß derart erfolgen, daß ihre plan-

mäßige Lage möglichst genau eingehalten wird und daß ein vollständiges Umschließen der Eiseneinlagen durch den Beton erzielt werden kann. Das Eisen ist vor Verwendung von Schmutz und Fett sowie von losem Rost zu befreien.

2. Schweißstellen sind in gezogenen Teilen unzulässig und dürfen in gedrückten Teilen nur an ungefährlichen Stellen angewendet werden. Auf die sachgemäße Ausbildung der Stöße ist besondere Sorgfalt zu verwenden.

In gedrückten Konstruktionsteilen (Säulen) kann der Stoß in einfacher Weise durch Überschieben von Gasrohrstücken über die stumpfen glatten Stöße bewirkt werden.

Beim Stoß von Eiseneinlagen, welche Zugspannungen aufzunehmen haben, sind die Eisen auf solche Länge miteinander zu verbinden, daß die zulässige Haftfestigkeit nicht überschritten wird. Als Mindestlänge der Verbindung ist 50 cm anzunehmen. Außerdem sind zur Sicherheit beide Eisen an den Enden hakenförmig abzubiegen.

3. Alle auf Zug beanspruchten Eiseneinlagen sind an den Enden halbkreisförmig ($r = 1{,}5$—$2{,}5\,d$) umzubiegen oder derart zu gestalten, daß dadurch ein Gleiten des Eisens im Beton erschwert wird. Bügel, Verteilungsstäbe und Trageisen bis 20 mm Durchmesser dürfen kalt gebogen werden, während Eisen mit größerem Durchmesser nur in rotwarmem Zustand gebogen werden sollen.

4. Bei Decken, wo die Eiseneinlagen in der Richtung der kleineren Spannweite liegen, und bei Gewölben sind zur Verhinderung von Rissen und zur Aufnahme von Temperaturspannungen noch Verteilungsstäbe senkrecht zu den Tragstäben anzuordnen. Der Durchmesser der Verteilungsstäbe kann zu 5 bis 10 mm und ihr Abstand zu 100 bis 400 mm angenommen werden.

Die zur teilweisen Aufnahme von Schubspannungen und zur Sicherung gegen dynamische Wirkungen dienenden Bügel können aus 7 bis 10 mm starken Rundeisen oder aus dünnen Flacheisen hergestellt werden.

Zur Aufnahme der schiefen Zugspannungen des Betons sind die unten liegenden Eisen bei Plattenbalken möglichst unter 45° abzubiegen, und zwar in der nach der Rechnung erforderlicheu Anzahl und Verteilung.

5. Der Abstand der Oberfläche des Eisens vom Rand des Betons darf nicht kleiner als 1 cm sein, bei Plattenbalken und Stützen nicht kleiner als 2 cm (ungefähr gleich dem Durchmesser der Eisen). Derselbe Minimalabstand gilt auch für die Entfernung der Eisen untereinander. Er darf nicht unter 2 cm betragen. Die Entfernung der Tragstäbe bei Platten beträgt 5 bis 15 cm, wobei zu beachten ist, daß Tragstäbe von kleinerem Durchmesser und geringeren Abständen wirksamer sind als starke Eisen mit großen Entfernungen.

Damit während der Betonierung die Eiseneinlagen unter dem Stampfen ihre gegenseitige Lage nicht verändern, sind die einzelnen Eisen an die Bügel festzubinden bezw. durch Zwischenlagen von kleinen Eisenstäben in richtigem Abstand zu erhalten. Unmittelbar vor dem Einbetonieren sind die Eisen noch einmal zu reinigen und mit Zementmilch anzunässen.

6. Bei Eisenbetonsäulen sind die Eisen am Fuß auf einen Rost von Flacheisen aufzusetzen, damit sich der von ihnen übertragene Druck auf eine größere Fläche verteilt. Die Haupteisen der Säulen müssen bis zum oberen Rande der Deckenkonstruktion reichen und mit den Deckenträgern eine feste Verbindung bilden; ihr Gesamtquerschnitt darf nicht kleiner als 1 vH. des Betonquerschnitts sein. Ihre Querverbindungen sollen in Abständen von 20 bis 50 cm liegen (gleich dem Säulendurchmesser bezw. der Seite des Quadrats von 20 bis 50 cm) und 7 bis 10 mm stark sein.

III. Herstellung des Betons.

1. Die Messung der Bestandteile des Betons erfolgt für gewöhnlich nach Raumteilen; bei der Messung des Zements gilt als Voraussetzung, daß er ohne Fall in das Maßgefäß eingeschüttet wird. 1 m^3 Portlandzement ist zur Umrechnung von Raumteilen auf Gewichtsteile zu **1400** kg anzunehmen.

2. Kiessand und gemischter Steinschlag können ausnahmsweise in ungetrenntem Zustand verarbeitet werden, wobei aber das Mischungsverhältnis der Bestandteile durch Siebproben zu bestimmen und gegebenenfalls durch entsprechenden Zusatz von Sand oder Kies bezw. Steinschlag das vorgesehene Mischungsverhältnis herzustellen ist. In jedem Fall ist die Einholung des Einverständnisses der Bauleitung erforderlich.

3. Das Betongemenge kann mit Hand oder Maschine hergestellt werden, es ist aber der Maschinenbeton dem Handbeton bei sonst gleichen Bedingungen stets vorzuziehen.

Die Handmischung der Betonmasse ist auf einer dicht schließenden Pritsche oder auf ebener fester Unterlage herzustellen.

4. Bei Handmischung ist wie folgt zu verfahren:

a) Bei Herstellung von Beton mit Steinschlagzusatz ist zunächst Sand bezw. Kiessand mit dem Zement dreimal trocken zu mischen, bis sie ein gleichartiges Gemenge ergeben und kein reines Zementpulver sichtbar bleibt, dann unter gleichmäßiger Berieselung durch Brause (Gießkanne mit Seiher) mit der nötigen Menge Wasser, welches allmählich zuzusetzen ist, dreimal naß zu mischen, so daß ein gleichmäßig feuchtes Gemenge entsteht. Alsdann sind die inzwischen genügend benetzten, wenn nötig gewaschenen Steine diesem Gemenge zuzusetzen, unter weiterem dreimaligen Mischen.

b) Bei Herstellung von Beton ohne Steinschlagzusatz, nur mit Kiessand und Kiessteinen, wird der Kiessand mit den Kiessteinen gleichzeitig mit dem zu verwendenden Zement dreimal trocken und alsdann viermal naß wie vorbeschrieben gemischt, so daß ein gleichmäßig feuchtes Betongemenge entsteht.

5. Bei Maschinenmischung ist wie folgt zu verfahren:

Zunächst ist Zement und Sand bezw. Kiessand trocken zu mischen, bis kein reines Zementpulver mehr sichtbar bleibt, alsdann ist der angenetzte Zuschlag zuzugeben und unter allmählichem Wasserzusatz weiter zu mischen, bis eine gleichmäßig feuchte, durchaus innig gemischte Masse erzielt ist.

In allen Fällen soll die Trockenmischung mit mindestens fünfmaliger Umdrehung der Maschine, die Naßmischung mit so viel Umdrehungen erfolgen, bis das vorschriftsmäßige Gemenge entsteht. Die Anzahl der Umdrehungen der Maschine in der Minute darf nicht zu groß sein, damit eine innige Vermengung der Materialien möglich wird.

6. Bezüglich der Menge des Wasserzusatzes unterscheidet man erdfeuchte und sogenannte weiche Betonmasse. Für Eisenbetonkonstruktionen darf jedoch nur weiche Betonmasse verwendet werden. Bei Herstellung derselben muß der Wasserzusatz so weit gesteigert werden, daß die Masse zwar noch stampffähig ist, während des Stampfens aber weich wird. Der zweckmäßigste Wasserzusatz beträgt für die gewöhnlich angewendeten Betonmischungen etwa 15 bis 18 vH. der Raumteile Zement und Sand.

Die Menge des Wasserzusatzes muß aber auch nach der Art der Baustoffe, dem Mischungsverhältnis, der Witterung, dem Feuchtigkeitsgehalt und der Wasseraufnahmefähigkeit der Baustoffe, dem Zustand der Schalungen gewählt werden. Bei trockenem

und heißem Wetter ist mehr Wasser erforderlich als bei kühler und feuchter Witterung. Bei Arbeiten in feuchter Baugrube wird im allgemeinen eine Beschränkung des Wasserzusatzes stattfinden müssen; in stark aufsaugendem Boden ist eine Erhöhung des Wasserzusatzes und vorheriges Annetzen des Bodens notwendig. Magere Mischungen bedürfen weniger, fette Mischungen mehr Wasser. Bei sehr fetten Mörtelmischungen mit mehr Zement als Sand ist der Wasserzusatz bedeutend, bis etwa 30 vH. zu erhöhen.

Unter Berücksichtigung der angeführten und sonst etwa in Frage kommenden Gesichtspunkte ist bei großen Bauausführungen der zweckmäßigste Wasserzusatz vorher durch Versuche festzustellen und durch allgemeine Bestimmungen zu regeln. Der Unternehmer hat sich diesen Vorschriften sowohl bei Hand- als Maschinenmischung zu unterwerfen.

7. Bei Frost darf nur dann betoniert werden, wenn schädliche Einwirkungen des Frostes ausgeschlossen werden.

IV. Einbringen und Verarbeitung der Betonmasse.

1. Das Betongemenge ist in der Regel sofort einzubringen und zu verarbeiten, und die Verarbeitung muß so rasch ausgeführt werden, daß sie vor Beginn des Abbindens beendet ist. Die fertige Betonmasse darf selbst in Ausnahmefällen, z. B. bei warmer und trockener Witterung, nicht länger als $^1/_2$ Stunde und bei kühler bezw. nasser Witterung nicht länger als 1 Stunde unverarbeitet liegen, muß aber hierbei vor Witterungseinflüssen geschützt und vor dem Einbringen nochmals gemischt werden. Die bereits in die Verwendungsstelle eingebrachte Betonmasse muß unter allen Umständen ohne Unterbrechung bis zur Beendigung des Stampfens verarbeitet werden. Erfolgt die Mischung mittels Maschine, so ist letztere vor jeder Pause von mehr als halbstündiger Dauer zu entleeren.

2. Die Betonmasse darf in die Verwendungsstelle (Baugrube und Verschalung) nur schichtweise und nur in solcher Höhe eingebracht werden, daß die Dicke der fertig gestampften Schichten 15 bis 20 cm nicht überschreitet. Die einzelnen Schichten sollen rechtwinklig zu der im Bauwerk auftretenden Druckrichtung eingelegt werden. Nur in Fällen, wo dies nicht möglich ist oder die Güte der Stampfarbeit darunter leiden würde, dürfen die Schichten auch gleichlaufend mit der Druckrichtung eingelegt werden.

3. Die Schichten müssen in der Regel frisch auf frisch verarbeitet werden, damit ein ausreichend festes Binden derselben untereinander eintritt. Die frisch gestampfte Fläche muß vor Aufbringen einer neuen Schicht mit Stahlbesen oder dergl. aufgerauht und angenäßt werden. Die lose eingelegten Schichten sind in der Regel 2 bis 3 cm stärker einzubringen, als die fertig gestampfte Schicht stark werden soll. Haben sich beim Einbringen des Betons in die Verwendungsstelle Steine abgesondert, so muß der Beton vor dem Einlegen mit der Schaufel nochmals durcheinandergemengt werden.

4. Sollen frische Stampfschichten auf bereits abgebundenen eingebracht werden, so muß beim Weiterbau auf erhärtetem Beton die alte Oberfläche mit Stahlbesen aufgerauht, sauber abgekehrt und angenäßt, sowie mit einem dünnen Zementbrei eingeschlämmt werden.

5. Bei Säulen ist der Beton in Schichten von höchstens 50 cm Höhe einzulegen und zu stampfen. Die Schalungen sind hierfür so anzuordnen, daß diese Ausführungsweise möglich ist.

6. Durchgehende Längswände sind in ihrer ganzen Länge (bezw. auf die Länge zwischen Temperaturfugen) in Angriff zu nehmen und gleichmäßig hochzuführen. Hierbei ist auf einen guten Verband mit anschließenden Querwänden, Säulen, Rippen usw.

Bedacht zu nehmen. Schichten, die den Abschluß eines Geschosses bilden, müssen wagerecht abgeglichen werden.

Bei Gewölben und mehrstockigen Gebäuden darf mit der Ausführung der Fahrbahntragkonstruktion oder des höheren Geschosses erst nach ausreichender Erhärtung des Gewölbes bezw. der unteren Geschosse und Säulen begonnen werden. Den Zeitpunkt der Wiederaufnahme der Arbeiten bestimmt die Bauleitung.

7. Um nach der Ausschalung eine möglichst glatte Außenfläche zu erzielen, sind die für letztere bestimmten Betonmassen mit der Schaufel an die Verschalung anzuwerfen, so daß hierbei die feineren Teile an die Verschalungswand zu liegen kommen. Besondere Sorgfalt ist auch auf das Stampfen der Ecken und Außenseiten (längs der Verschalung) zu legen, und es sind hierbei besondere schmale rechteckige Stampfer von 12 cm² Grundfläche und 10 bis 14 kg Schwere zu verwenden.

8. Das Stampfen jeder Schicht soll bei größeren Flächen, z. B. von Pfeilern oder Gewölben, je nach der verlangten Festigkeit derart erfolgen, daß die ganze Fläche zwei-, drei- oder viermal mit je drei Stößen durchgestampft wird, also jede Stelle der Fläche in Summa sechs, neun oder zwölf Stöße erhält. Die einzelnen Stampfflächen sollen sich etwas überdecken. Dieselben sind mit quadratischen oder rechteckigen Stampfern von 10 bis 18 cm Seitenlänge und 10 bis 17 kg Gewicht zu stampfen. Das Stampfen des Betons zwischen den Eiseneinlagen muß mit großer Sorgfalt und in sachgemäßer Weise ausgeführt werden. Sämtliche Eiseneinlagen müssen zunächst vom Beton sorgfältig umhüllt und dieser mit schmalen eisernen Stampfern zwischen die Eisen eingestoßen werden.

9. Die Grenze des Stampfens ist in der Regel erreicht, wenn ein Zusammenpressen nicht mehr stattfindet oder die Masse elastisch wird oder Wasser ausscheidet. Letzteres kann jedoch nicht immer herbeigeführt werden, da die besonderen Eigenschaften der Baustoffe hierbei mitsprechen; es kann das lange Stampfen bei weicher Betonmasse Entmischung herbeiführen, also schädlich wirken.

§ 6. Lehren, Schalung und Stützung, sowie Ausrüstungsfristen, Schutz der Bauteile.

1. Die Schalungen und Lehren müssen so stark sein, auch so fest verbunden und unterstützt werden, daß eine genaue Herstellung der Betonkörper in den beabsichtigten Formen gewährleistet ist. Zur Schalung sind deshalb nicht Bretter, sondern Dielen zu verwenden, welche erforderlichenfalls zu hobeln sind. Die Schalung muß ferner ein schichtweises Einstampfen der Betonmasse ermöglichen und muß so angeordnet sein, daß sie unter Belassung der etwa noch notwendigen Stützung gefahrlos entfernt werden kann. Beim Ausschalen muß jede Erschütterung vermieden werden.

Bei Gerüsten für Gewölbe und Balkenbrücken sind besondere Vorkehrungen (Keile, Sandtöpfe, Schrauben und dergl.) zum Ablassen der Gerüste und zur Vermeidung von Erschütterungen beim Entfernen der Schalungen und Stützen zu treffen.

2. Die Verschalungen der Säulen sind so anzuordnen, daß das Einbringen und Einstampfen der Betonmasse von einer offenen, mit dem Fortschreiten der Arbeit zu schließenden Seite erfolgen und genau beobachtet werden kann. Mit den Betonierungsarbeiten darf erst begonnen werden, nachdem die Bauleitung die Schalung gutgeheißen hat.

3. Bei mehrstockigen Gebäuden darf die Stützung der unteren Decken und Balken erst dann entfernt werden, wenn die Erhärtung der oberen Decken so weit vorgeschritten ist, daß diese sich selbst zu tragen vermögen.

4. Die seitlichen Schalungen können schon nach genügender Erhärtung des Betons, d. h. frühestens nach drei Tagen entfernt werden, während die übrigen Schalungen und die Stützungen je nach Witterung, Stützweite und Eigengewicht der Bauteile frühestens 14 Tage nach Beendigung des Einstampfens beseitigt werden dürfen. Bei größeren Bauwerken (Bahnbrücken, Brücken mit Gewölben) sind unter Umständen Fristen von vier bis sechs Wochen erforderlich. Die Bauverwaltung hat darüber zu entscheiden, zu welcher Zeit die Ausschalung fertiggestellter Bauteile erfolgen darf.

5. Ist das Einstampfen erst kurze Zeit vor Eintritt von Frost beendet, so ist beim Entfernen der Schalung und der Stützung besondere Vorsicht zu beobachten. Tritt während der Erhärtungsdauer Frost ein, so sind die Ausrüstungsfristen mindestens noch um die Dauer der Frostzeit zu verlängern.

Über den Gang der Arbeiten ist ein Tagebuch mit Angabe der Frosttage und ihrer Kältegrade zu führen und stets zur Einsichtnahme bereitzuhalten.

Nach längeren Frostzeiten darf beim Eintritt milderer Witterung die Arbeit erst nach Zustimmung der Bauverwaltung wieder aufgenommen werden.

6. Der Beton muß sofort nach Beendigung des Stampfens bis zur genügenden Erhärtung gegen Beschädigungen, sowie gegen vorzeitiges Austrocknen durch Wind oder Sonnenschein oder gegen die Einwirkungen des Frostes geschützt, sowie vor Erschütterungen und Belastungen bewahrt werden (Belassen der Schalung, Bedecken mit einer Sandschicht, mit Säcken, Brettern, Stroh und dergl.). Zeitweises Annässen des Betons ist erforderlich.

7. Es ist dafür Sorge zu tragen, daß die Eisenbetonkonstruktionen nach Erlangung ihrer Tragfähigkeit nicht durch Nacharbeiten irgendwelcher Art, z. B. durch Einstemmen von Löchern und Schlitzen für Rohrleitungen und dergl., an ungeeigneter Stelle geschwächt werden.

§ 7. Behandlung der Sichtflächen.

1. Die sichtbar bleibenden Flächen des Betons können durch Verputz oder durch Vorsatzbeton besonders behandelt werden. Falls die Betonflächen abgeputzt werden sollen, ist darauf zu achten, daß die zu putzenden Flächen vorher von Staub, Schmutz usw. sorgfältig gereinigt, abgewaschen und wiederholt angenetzt werden. Zur Vermeidung von Haarrissen im Wandputz (sogenannten Schwindrissen) darf der Mörtel nicht zu fett hergestellt werden (1 Teil Zement und 2 bis 3 Teile Sand).

Bei Wasserzudrang läßt sich ein haltbarer Verputz nicht ausführen.

2. An Flächen, die der Witterung ausgesetzt sind, soll der Verputz nur bei kühler und feuchter Witterung ausgeführt werden. Ist man genötigt, den Verputz im Sommer auszuführen, so ist für Abhaltung der unmittelbaren Sonnenbestrahlung Sorge zu tragen und der Verputz nach dem Abbinden öfter zu netzen.

3. Um das Eindringen von Wasser in den Betonkörper zu verhindern, kann auf die Oberfläche ein wasserdichter Verputz aus Zementmörtel aufgebracht werden. Die Wasserdichtigkeit des Verputzes ist um so größer, je fetter die Mörtelmischung, je dicker die Mörtelschicht und je länger die Dauer der Erhärtung des Mörtels ist. Der Unternehmer hat für die Wasserdichtigkeit des Verputzes zu haften.

4. Der Vorsatzbeton ist aus einer fetten Mischung von Zement, Sand und Grus oder Kleinkies herzustellen. Bei der Ausführung mit Vorsatzbeton ist eine sorgfältig hergestellte, flüchtige und dichtgefügte Schalung erforderlich.

Bei feineren Ausführungen (Gesimsteilen) ist die Genauigkeit der Form noch wesentlich zu steigern. Um hierbei das Anhängen von Mörtel zu verhindern, sind die

Schalbretter entweder mit Schmierseife oder Mineralöl (nicht fettem Öl, das den Zement angreift) zu bestreichen, oder auf die Schalung eine Zwischenlage von geölter Leinwand oder grobem Papier einzulegen.

5. Soll dem Vorsatzbeton Farbe zugemischt werden, so dürfen nur mineralische Farben, welche unempfindlich gegen Alkalien sind, Verwendung finden. Besser als die Färbung des Vorsatzbetons ist die Anwendung von gemahlenem Steinmehl bezw. Steingrus (Sandstein, Kalkstein, Granit, Basalt) an Stelle des Sandes und die nachträgliche Bearbeitung der Sichtflächen in der Art der natürlichen Steine. Die für die Stirnverkleidung dienende Masse ist im Verhältnis von 1 Teil Zement zu 1 bis 2 Teilen Steinmehl (bezw. Grus) zu mischen und in Stärken von 5 bis 10 cm in die Form einzubringen. Das Einbringen und Stampfen soll gleichzeitig mit der Ausführung des Hinterfüllungsbetons erfolgen.

6. Die nachträgliche Bearbeitung der Sichtfläche durch Stocken, Spitzen, Bossieren, Aufschlagen darf erst nach vollständiger Erhärtung des Vorsatzbetons erfolgen.

Soll die Verblendung eines Betonkerns mit Quadern oder Backsteinen ausgeführt werden, so ist die Verblendung gleich als Schalung zu benutzen.

§ 8. Beaufsichtigung und Prüfung der Bauausführung.

I. Prüfung während der Ausführung.

Die Beaufsichtigung und Prüfung während der Ausführung muß sich erstrecken:

1. Auf die sachgemäße und den Abmessungen des Baukörpers entsprechende Ausführung der Schalung und Stützung (s. § 6).

2. Auf die planmäßige Verwendung, Anordnung und Stärke der Eiseneinlagen (s. § 5, II).

3. Auf die richtige Mischung und Bereitung des Betongemenges und der Betonmasse (s. § 5, I und III).

4. Auf richtiges Einbringen und Stampfen des Betons (s. § 5, IV).

5. Auf die Feststellung, daß mit der verarbeiteten Betonmasse die erforderliche bezw. gewährleistete Festigkeit erzielt wird (s. § 3 und 6). Die Feststellung hat durch Druckversuche mit Probekörpern zu erfolgen, welche nach den in § 10 gegebenen Vorschriften unter Aufsicht herzustellen sind.

II. Prüfung nach Beendigung der Ausführung.

Die Prüfung nach Beendigung der Ausführung hat sich zu erstrecken:

1. Auf die Feststellung einwandfreier Herstellung und ausreichender Erhärtung der Bauteile vor ihrer Ausrüstung (s. § 6, Ziffer 1 bis 5).

2. Auf die Feststellung, ob sämtliche Bauteile nach der Ausrüstung unversehrt sind (s. § 6, Ziffer 6 und 7).

3. Auf die Feststellung, daß die rechnungsmäßigen Konstruktionsstärken vorhanden sind (s. § 2).

4. Unter Umständen auf die Feststellung der Tragfähigkeit durch Belastungsproben (s. § 11).

Von dem Ergebnis dieses in Ziffer 1 bis 4 vorgeschriebenen Prüfungsverfahrens wird die Abnahme des Eisenbetonbaues abhängig gemacht.

§ 9. Abnahme des Eisens.

Die Entnahme der erforderlichen Materialien von einem Handelslager ist gegen Einhaltung der nachstehend aufgeführten Bedingungen gestattet:

1. Das Material muß Normalqualität sein.

2. Der Unternehmer hat mit dem Antrag auf Vollzug der Materialabnahme ausführliche Bestellisten vorzulegen, aus welchen die Materialgattung, Anzahl, Querschnitt, Längen und Gewichte der zu übernehmenden und zu prüfenden Stücke ersichtlich sind.

3. Der Tag der Auswahl und Übernahme des Materials im Handelslager ist der Bauverwaltung mitzuteilen, welche einen Beamten zur Vornahme der Bezeichnung der auf Grund der Außenbesichtigung für brauchbar erachteten Stücke abordnet. Die Beschaffung des Materials geht jedoch noch auf die Gefahr des Unternehmers, falls bei der nachher vorzunehmenden Prüfung das Material den in Ziffer 5 aufgeführten Bedingungen nicht entspricht.

4. Der Beamte bezeichnet weiter diejenigen Teile, von welchen Probestücke für die bei der Werkstätteninspektion Cannstatt vorzunehmenden Zerreiß- und Biegeproben abgenommen werden sollen.

5. Die Zugfestigkeit in der Längsrichtung muß bei Flacheisen, Formeisen und Rundeisen mindestens **3800** kg/cm² betragen, die Dehnung mindestens **20** vH. Bei den Biegeproben werden die Stäbe hellrotwarm erhitzt, in Wasser von etwa **28** ° C. abgeschreckt und dann so zusammengebogen, daß sie eine Schleife bilden, deren Durchmesser an der Biegestelle gleich der halben Dicke des Versuchsstücks ist. Hierbei dürfen keine Risse entstehen.

6. Der Unternehmer hat alle bei der Materialprüfung entstehenden Kosten zu tragen, und zwar für den Versand der Stücke, die Anfertigung und das Zerreißen und Biegen der Probestäbe.

7. Die Eisenbahnverwaltung bringt für die Abordnung eines ihrer Beamten zu der Materialuntersuchung und -Übernahme keine Kosten in Ansatz.

§ 10. Probekörper.

Die Bauverwaltung wird die Eigenschaften der in der Verarbeitung begriffenen Baustoffe durch eine amtliche Prüfungsanstalt oder in einer sonst ihr geeignet scheinenden Weise feststellen, sowie eine Festigkeitsprüfung des aus ihnen hergestellten Betons vornehmen lassen.

1. Die für die Prüfung bestimmten Betonkörper müssen Würfelform erhalten, und zwar in eisernen Würfelformen von 30 cm Seitenlänge. Zum Stampfen sollen quadratische Normalstampfer von 12 cm Seitenlänge und 12 kg Gewicht benutzt werden; die Fallhöhe soll etwa 25 cm betragen. Zur Führung des Stampfers und zum Halten der überstehenden Betonmasse dient ein eiserner, 30 cm hoher Rahmen, welcher mit den Innenflächen der Form bündig aufgesetzt wird.

2. Die Druckproben von Betonwürfeln sollen Aufschluß geben über die Brauchbarkeit und Güte der für den Bau vorgesehenen Baustoffe; sie dienen zur Prüfung des Angebots und schließlich zur Prüfung der Bauausführung.

In allen Fällen müssen daher die Probekörper außer mit Baustoffen der gleichen Art und von gleichem Feuchtigkeitsgehalt auch mit der gleichen Arbeitsweise (d. i. Schichthöhe und Anzahl der Stampfstöße) hergestellt werden, wie sie für den Beton des Bauwerks oder Bauteils zur Ausführung kommen soll oder kommt.

3. Die Betonmasse wird in der Regel in zwei Schichten von 15 cm Stärke eingelegt werden müssen, und zwar ist für die Einfüllhöhe jede Schicht derart zu bemessen, daß mit der bestimmten Anzahl Stampfstöße die endgültige Schichthöhe erreicht wird.

Vor dem Stampfen ist die Betonschicht mit der Kelle zu ebnen und mit einem Normalspatel an den Wandungen der Form hinunterzustechen, um an den Wandungen etwa fest anliegende Steine hinabzudrücken und etwa vorhandene Hohlräume mit dem

Mörtel auszufüllen; sodann ist die Betonmasse mit dem Stampfer leicht zusammenzudrücken.

4. Das Stampfen der einzelnen Schichten erfolgt am besten in drei Stampfreihen von 12 cm Breite, so daß die Überdeckung der einzelnen Stampfflächen ungefähr 3 cm beträgt. Jede Schicht erhält je nach der verlangten Festigkeit sechs, neun oder zwölf Stampfstöße.

5. Vor dem Einbringen der zweiten Schicht muß, um eine gute Verbindung der Schichten zu erzielen, die Oberfläche der ersten Schicht aufgerauht werden.

Nach Beendigung des Stampfens muß der überstehende Beton entfernt und die Oberfläche der eingestampften Masse mit den Formrändern bündig mittels stählernen Lineals so abgezogen werden, daß sie möglichst glatt und eben wird. Hohlräume sind dabei mit dem Mörtel aus der übrigen Betonmasse auszufüllen.

6. Die Probekörper sind an einem vor Regen, Zugluft, Kälte und strahlender Wärme geschützten Orte herzustellen.

Es sollen von jeder zur Verwendung kommenden Sorte mehrere Körper zu gleicher Zeit hergestellt werden. Jeder Probekörper ist mit der Bezeichnung des Anfertigungstages, des Mischungsverhältnisses der Bestandteile, der Stampfrichtung und einer Erkennungsmarke zu versehen.

7. Die Probekörper sollen etwa 24 Stunden in der Form verbleiben. Alsdann sollen nach Entfernung der vier Seitenwände der Form die fertigen Betonkörper noch weitere 24 Stunden auf der Formplatte ruhen oder bei genügender Erhärtung auf eine mindestens 10 cm starke, feuchte und lehmfreie Sandschicht in 10 cm Abstand voneinander vorsichtig aufgelegt werden. Die Zwischenräume zwischen den abgelagerten Körpern sind mit ebensolchem Sand auszufüllen, auch ist eine gleiche Deckschicht aufzubringen. Der Sand muß während der Lagerungszeit feucht erhalten werden.

8. Während der Bauausführung sind die Prüfungen in der Regel nach 28 Tagen auszuführen. Für etwaige weitere Proben sind Fristen von 90 Tagen, ein, zwei und fünf Jahren nach der Anfertigung der Probekörper üblich. Die Prüfung soll in derjenigen Richtung stattfinden, in welcher der Beton im Bauwerksteil selbst hauptsächlich beansprucht wird.

Als maßgebende Druckfestigkeit ist der Mittelwert aus den Festigkeitszahlen einer Versuchsreihe (das sind in der Regel drei Probekörper) bei der ersten Rißbildung anzusehen.

Der Beton soll in den bei Eisenbetonbauten üblichen Mischungsverhältnissen die gewährleistete Druckfestigkeit nach 28 Tagen Erhärtung erlangen und muß unter normalen Witterungsverhältnissen in Würfeln von 30 cm Seitenlänge eine Druckfestigkeit von **180** bis **200** kg/cm² besitzen.

§ 11. Belastungsproben.

1. Die Tragfähigkeit kann unter Umständen auch durch die Vornahme von Belastungsproben festgestellt werden, welche nach Angabe des mit der Übernahme des Bauwerks beauftragten Beamten vorzunehmen sind. Derartige Proben werden stets vorgenommen, wenn Bauteile nicht einwandfrei hergestellt oder durch Einflüsse irgendwelcher Art in ihrer Tragfähigkeit beeinträchtigt sind.

2. Die Belastungsproben dürfen erst nach ausreichender Erhärtung des Betons (nach 45 Tagen) stattfinden. Der Zeitpunkt der Probe wird von der Bauverwaltung dem Unternehmer mitgeteilt und ihm die Beteiligung anheimgestellt.

3. Bei Belastungsproben von Deckplatten und Balken soll bei Belastung eines ganzen Deckenfeldes oder eines Streifens von der Länge der Spannweite l und der Breite $\frac{l}{3}$ (mindestens aber 1 m) das $1^1/_2$fache Gewicht der Decke und der Nutzlast oder ohne das erstere $0{,}5\,g + 1{,}5\,p$ für 1 m² als Auflast nicht überschritten werden, wobei g das Eigengewicht und p die gleichförmig verteilte Nutzlast bedeutet.

Bei höheren Nutzlasten als 1000 kg/m² können Ermäßigungen bis zur einfachen Nutzlast eintreten, damit die zulässige Inanspruchnahme nicht überschritten wird.

4. Im allgemeinen genügt die Belastung mit der rechnungsmäßig angenommenen Nutzlast, und zwar in derselben Verteilung auf einen oder mehrere Träger, welche in der Berechnung angenommen wurde, und für welche auch die Durchbiegung zu berechnen ist.

5. Auf eine möglichst genaue Ermittlung der Einsenkungen des Bauteils in den einzelnen Abschnitten der Belastungsprobe ist Gewicht zu legen; dieselben können schon durch Messungen vor und nach der Ausschalung bestimmt werden. Die derart belasteten Bauteile können als ausreichend sicher dann angesehen werden, wenn nennenswerte bleibende Formänderungen nicht entstanden sind.

§ 12. Pflichten des Unternehmers und Abnahme des Bauwerks.

1. Der Unternehmer kann von der Bauverwaltung aufgefordert werden, den Nachweis für die Güte seiner Bauausführung durch die vorstehend in den §§ 9, 10 und 11 bezeichneten Veranstaltungen zu führen.

2. Die Kosten der Prüfungen in § 10 sollen derart geteilt werden, daß der Unternehmer die Anfertigung der Probekörper einschließlich Lieferung der Baustoffe und der Formen auf seine Rechnung übernimmt, während alle mit der Prüfung sonst zusammenhängenden Kosten seitens der Bauverwaltung getragen werden.

3. Die Kosten der Prüfung in § 11 hat bei im allgemeinen einwandfreier Ausführung die Bauverwaltung zu tragen.

4. Die bei der Prüfung etwa wahrgenommenen Mängel werden dem Unternehmer mitgeteilt. Der Unternehmer hat sowohl diese Mängel als auch diejenigen, welche sich bei der Belastungsprobe ergeben und auf Fehler in der Ausführung oder im Material zurückzuführen sind, innerhalb einer angemessenen, von der Verwaltung festzusetzenden Frist auf seine Kosten zu beseitigen, widrigenfalls der Verwaltung das Recht zusteht, die erforderlichen Änderungen auf Kosten des Unternehmers ausführen zu lassen.

5. Für alle Schäden und Mängel, welche an dem Bauwerk infolge schlechten Materials oder fehlerhafter Ausführung der Betonarbeiten entstehen, bleibt der Unternehmer bis zum Ablauf von fünf Jahren, vom Tage der Übernahme an gerechnet, haftbar.

Vor Ablauf der Gewährfrist wird das Bauwerk nochmals untersucht.

Anhang zu den Vorschriften für die bei dem Entwerfen und Prüfen von Eisenbetonbauten anzuwendende Berechnungsweise.

§ 13. Grundlagen für die Berechnung.

I. Belastungsannahmen.

1. Die der Berechnung zugrunde zu legende Belastung setzt sich zusammen aus dem Eigengewicht der Konstruktion und der Nutz- oder Verkehrslast.

Das Eigengewicht wird mit g und die gleichförmig verteilte Nutz- oder Verkehrslast mit p, beide zusammen werden mit q bezeichnet.

Außerdem müssen die Einflüsse des Winddrucks und, wenn es die Bauart oder die Lage des Bauwerks bedingt, auch jene der Fliehkraft, der Bremskräfte und Wärmeveränderungen berücksichtigt werden.

2. Das Gewicht des Betons einschließlich der Eiseneinlagen ist zu **2400** kg für 1 m³ anzunehmen, sofern nicht ein anderes Gewicht nachgewiesen wird. Zu dem Gewicht des Eisenbetons kommt dasjenige der übrigen ständigen Belastung. Das Gewicht der zur Bildung der Fahrbahn oder des Fußbodens dienenden Baustoffe ist nach bekannten Einheitssätzen (s. Anhang Nr. 14 der Vorschriften für die Berechnung eiserner Brücken usw.) zu ermitteln.

3. Bei Brücken für Hauptstraßen usw.
4. Die Gruppierung der Verkehrslasten usw.
5. Die Berechnung der Eisenbahnbrücken für Hauptbahnen usw.
6. Die Berechnung der Eisenbahnbrücken vollspuriger Nebenbahnen usw.
7. Bei Bogenbrücken oder Brücken mit durchlaufenden Trägern usw.
8. Die Verteilung der Einzellasten usw.
9. Der Winddruck usw.
10. Die Fliehkraft der Fahrzeuge usw.
11. Die Bremskraft usw.
12. Als Grenzen der Wärmeschwankungen können im allgemeinen **20** ° C. über und unter der mittleren Ortstemperatur, also + 30 ° C. und — 10 ° C. angenommen werden.

II. Momente, Auflagerdrücke und Querkräfte.

1. Die Biegungsmomente M und die Auflagerdrücke A, B, C sowie die Querkräfte V sind nach den geltenden Regeln der Statik und Festigkeitslehre zu berechnen.

2. Hierbei ist die Maximalbelastung und die Art der Auflagerung für freiaufliegende oder durchlaufende Balken zu berücksichtigen, sowie die ungünstigste Verteilung und die Stellung der Nutz- oder Verkehrslast für die Bestimmung der Grenzwerte in Betracht zu ziehen. Etwaige Stoßwirkungen derselben brauchen hierbei nicht berücksichtigt zu werden.

3. Als Stützweite bei Balken, Plattenbalken und Unterzügen gilt die Entfernung der Auflagermitten oder die um eine Auflagerlänge vergrößerte freie Lichtweite. Bei freiaufliegenden Deckenplatten ist die Freilänge zuzüglich der Plattendicke in der Mitte und bei kontinuierlichen Platten und Balken die Entfernung zwischen den Mitten der Stützen als Stützweite einzuführen.

4. Eine Einspannung der Balken oder Plattenenden in Mauern ist in den wenigsten Fällen vorhanden, sie soll daher unberücksichtigt bleiben, sofern nicht besondere konstruktive Anordnungen eine Einspannung der Enden gewährleisten.

In jedem Fall ist die Möglichkeit der Einspannung nachzuweisen, und können alsdann bei der Berechnung folgende Formeln benutzt werden:

M_{A-C}	Einzellast P	Gleichf. Bel. p	A—B	Einzellast P	Gleichf. Bel. p
M_C	$\frac{P \cdot l}{4}$	$\frac{pl^2}{8}$	A	$\frac{P}{2}$	$\frac{pl}{2}$
M_B	$-P \cdot l$	$-\frac{pl^2}{2}$	B	P	$p \cdot l$
M_B	$-\frac{3P \cdot l}{16}$	$-\frac{pl^2}{8}$	A	$\frac{5}{16}P$	$\frac{3}{8}pl$
M_C	$+\frac{5P \cdot l}{32}$	$+\frac{9pl^2}{128}$	B	$\frac{11}{16}P$	$\frac{5}{8}pl$
M_A	$-\frac{P \cdot l}{8}$	$-\frac{pl^2}{12}$	A	$\frac{P}{2}$	$\frac{pl}{2}$
M_C	$+\frac{P \cdot l}{8}$	$+\frac{pl^2}{24}$			

Abb 1.

Sofern für Einspannung und Kontinuität von Deckenplatten und Balken die erforderlichen Voraussetzungen vorhanden sind, muß den an den Auflagern und Stützen auftretenden Biegungsmomenten durch Anordnung von Eiseneinlagen nahe der gezogenen Oberfläche Rechnung getragen werden.

Bei Anordnung der Eiseneinlagen ist unter allen Umständen die Möglichkeit des Auftretens negativer Momente zu berücksichtigen.

5. Wird für kontinuierliche Balken oder Platten eine Berechnung auf Kontinuität nicht durchgeführt oder bei letzteren eine Einspannung zwischen Trägern oder Mauern nicht nachgewiesen, so sind bei gleichgroßen Öffnungen und gleichförmig verteilter Last folgende allgemeinen Werte für die Berechnung anzuwenden:

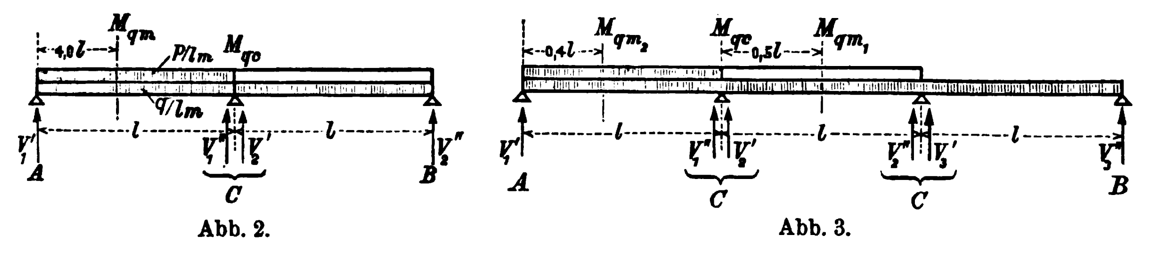


Abb. 2. Abb. 3.

Bei zwei Öffnungen ist

$$\text{in der Mitte } M_{qm} = \frac{gl^2}{14} + \frac{pl^2}{10{,}5}$$

$$\text{am Auflager } M_{qc} = \frac{gl^2}{8} + \frac{pl^2}{8}$$

$$A = 0{,}375\,gl + 0{,}4375\,pl$$

$$V_1'' = V_2' = 0{,}625\,ql$$

$$C = 1{,}25\,ql.$$

Bei drei Öffnungen ist

$$M_{q\,m_1} = \frac{g l^2}{12{,}5} + \frac{p l^2}{10}$$

$$M_{q\,m_2} = \frac{g l^2}{40} - \frac{p l^2}{20} \quad \text{bezw.} \quad \frac{g l^2}{40} + \frac{p l^2}{13{,}3}$$

$$M_{qc} = -\frac{g l^2}{10} - \frac{p l^2}{8{,}6}$$

$$A = 0{,}4\,g l + 0{,}45\,p l$$

$$V_1'' = 0{,}6\,g l + 0{,}6167\,p l$$

$$V_2' = 0{,}5\,g l + 0{,}5833\,p l$$

$$C = 1{,}1\,g l + 1{,}2\,p l.$$

Bei Straßenbrücken ist das nach nachstehender Abbildung bestimmte Maximalbiegungsmoment $= \frac{q l^2}{8}$ zu setzen und hieraus q zu bestimmen.

Es können alsdann als Mittelwerte für die Biegungsmomente in der Mitte

$$M_{qm} = \frac{q l^2}{12}$$

und am Auflager

$$M_{qc} = \frac{q l^2}{9}$$

gerechnet werden.

Abb. 4.

Für die Bestimmung der Querkräfte ist die ungünstigste Laststellung am Auflager anzunehmen und $= \frac{q' l}{2}$ zu setzen. Die Querkräfte bei A und C sind alsdann mit $0{,}4\,q' l$ bezw. mit $0{,}6\,q' l$ und der Auflagerdruck bei C mit $1{,}2\,q' l$ in Rechnung zu stellen.

Bei Bahnbrücken sind die obigen Koeffizienten von p und g beizubehalten, indem p für M_{pm} aus dem Belastungsgleichwert der ersten Öffnung und für M_{pc} aus demjenigen für zwei Öffnungen bestimmt wird.

Ebenso ergeben sich die Werte von p' für die Querkräfte aus dem $= \frac{p' l}{2}$ gesetzten Auflagerdruck einer Öffnung und für den Auflagerdruck bei C aus dem Belastungsgleichwert $\frac{8\,M_{p\,\max}}{(2\,l)^2}$ für zwei Öffnungen.

Bei ungleichen Öffnungen ist g und p in M_{qm} für die größere Öffnung und in M_{qc} für zwei zusammenhängende Öffnungen zu berechnen; ebenso ist bei der Bestimmung der Querkräfte und Auflagerdrücke zu verfahren.

6. An den Endauflagern ist ein in Rechnung zu stellendes Biegungsmoment nicht größer als $-\frac{q l^2}{12}$ oder $\frac{2}{3}$ des berechneten M_q anzunehmen, indem dieser Wert für vollständige Einspannung gilt; bei Nichteingespanntsein soll am Auflager stets mit $\frac{q l^2}{24}$ für Halbeingespanntsein gerechnet werden. Bei völliger Einspannung an den Enden eines Balkens kann in der Mitte nur $\frac{q l^2}{16 \text{ bis } 20}$ $\left(\text{statt } \frac{q l^2}{24}\right)$ in Rechnung gestellt werden.

Bei Nichteingespanntsein einer auf vier Seiten aufliegenden und mit kreuzweiser Armierung versehenen Platte mit verschiedenen Seitenlängen a und b kann die Verteilung der Momente nach den Formeln

$$M_{qm} = \frac{1}{1+\frac{a^3}{b^3}} \cdot \frac{qa^2}{8}$$

$$M_{qm} = \frac{1}{1+\frac{b^3}{a^3}} \cdot \frac{qb^2}{8}$$

erfolgen und bei ganzer Einspannung mit $\frac{2}{3} M_{qm}$ gerechnet werden. Ist das Seitenverhältnis $< 1 : 1^1/_2$, so ist in der Mitte $M_{qm} = \frac{ql^2}{16}$ und am Auflager $M_{qa} = \frac{ql^2}{24}$ zu rechnen. Bei vollständiger Einspannung ist dagegen $\frac{2}{3} M$ oder $M_{qm} = \frac{ql^2}{24}$ und $M_{qa} = \frac{ql^2}{36}$ [1]) anzunehmen, und zwar für die Armierung in beiden Richtungen mit dem zugehörigen Werte von l.

Sind die durchlaufenden Deckenplatten durch mehrere Querverbindungen versteift, so kann bei einfacher Armierung der Mittelwert $M_{qm} = \frac{ql^2}{16}$ und $M_{qa} = \frac{ql^2}{12}$ gewählt werden, sofern das Seitenverhältnis $< 1 : 1^1/_2$ ist. Falls aber keine Querverbindungen ausgeführt werden, kann mit $M_{qm} = \frac{ql^2}{12}$ und $M_{qa} = \frac{ql^2}{9}$ gerechnet werden.

7. Bei Plattenbalken darf die wirksame Plattenbreite mit nicht mehr als $\frac{1}{3}$ der Stützweite l des Balkens in Rechnung gestellt werden, so daß $\frac{b}{2} \leqq \frac{1}{6} l$ ist; die Breite $\frac{b}{2}$ darf hierbei nicht größer als der halbe Balkenabstand sein. Bei verschiedener Breite b' und b'' und verschiedener Dicke d' und d'' der Plattenteile rechts und links am Balken kann mit dem Annäherungswert $d \lesseqgtr \frac{b' d' + b'' d''}{b' + b''}$ gerechnet werden.

Die Dicke der Platten und der plattenförmigen Teile der Plattenbalken soll mindestens 8 cm betragen.

8. Bei Berechnung der Stützen ist die Möglichkeit exzentrischer Belastung sowie der Knickung (falls letztere in anderer Richtung als die Exzentrizität in Wirksamkeit treten kann) zu berücksichtigen. Fällt die Nullinie außerhalb des Querschnitts, so daß nur Druckspannungen entstehen, so findet die Berechnung in der gewöhnlichen Weise statt (durch Anwendung der Gleichung $\sigma = -\left(\frac{P}{F} \pm \frac{M}{W}\right)$ i. B. auf die Schwerlinie des Gesamtquerschnitts, in welchem das 15fache des Eisenquerschnitts anzunehmen ist.

Befindet sich jedoch die Nullinie innerhalb des Querschnitts, so daß auch Zugspannungen auftreten, so sind die in § 14B angegebenen Formeln für exzentrische Beanspruchung anzuwenden, bei welchen der Zug des Betons vernachlässigt ist.

---

[1]) Im Originaltext steht wohl irrtümlich $\frac{ql^2}{18}$.

III. Innere Kräfte und Spannungen.

1. Die inneren Kräfte und Spannungen werden ermittelt unter der Voraussetzung des Zusammenwirkens von Beton und Eisen.

Die Spannungen im Querschnitt eines auf Biegung beanspruchten Eisenbetonkörpers sind unter der Annahme zu berechnen, daß sich die Verkürzungen und Ausdehnungen wie die Abstände von der Nullinie verhalten, und daß die auftretenden Zugspannungen ganz vom Eisen aufgenommen werden, die Zugfestigkeit des Betons somit außer Betracht bleibt.

2. Der Elastizitätsmodul des Betons auf Druck E_b wird als konstant derart angenommen, daß das Verhältnis des Elastizitätsmoduls des Eisens E_e zu dem des Betons E_b

$$E_e : E_b = n = 15$$

wird; es sind demnach die Eisenquerschnitte mit dem 15fachen ihres wirklichen Wertes in Rechnung zu stellen; der Querschnitt der Eiseneinlagen ist am Querschnitt des Betons nicht in Abzug zu bringen.

Zur Berechnung der Durchbiegung ist der Mittelwert $E_b = 200\,000$ kg/cm² anzunehmen.

3. Die Schubspannungen sind nachzuweisen, wenn sich ihre Unschädlichkeit nicht ohne weiteres erkennen läßt, z. B. bei gewöhnlichen Platten. Sofern sich bei Deckenplatten und Balken eine höhere Schubspannung als 4,5 bezw. 3,0 kg/cm² ergibt, ist zur Aufnahme derselben auch ein Teil der unteren Eiseneinlagen, womöglich unter 45° gegen die Nullinie geneigt, abzubiegen und in der Druckzone zu verankern. Die horizontalen und vertikalen Schubspannungen τ_0 sind bis zu 4,5 bezw. 3,0 kg/cm² vom Beton aufzunehmen, wogegen der Rest von den abgebogenen Eiseneinlagen zu übernehmen ist.

4. Die Berechnung der Schubspannung des Betons ergibt sich für Deckenplatten aus $\tau_0 = \dfrac{V}{b\left(h - \dfrac{x}{3}\right)}$, wobei V die Querkraft des betreffenden Querschnitts ist.

Für Plattenbalken erhält man

$$\tau_0 = \frac{V}{c\left(h - \frac{x}{3} - \frac{2}{3}d + y\right)},$$

wobei

$$y = \frac{2bcd}{3cx + 3d(b-c)\left(2 - \frac{d}{x}\right)} \text{ ist.}$$

Für die vorläufige Berechnung der Schubspannungen kann gesetzt werden $c = 0$ und ist alsdann

$$y = \frac{2x}{6 - \frac{3d}{x}}$$

bezw.

$$\tau_0 = \frac{V}{c\left(h - \frac{d}{2}\right)} \text{ zu setzen.}$$

5. Die Bügel wirken auch in gewissem Sinne den Schubspannungen entgegen, indem sie die schiefen Zugspannungen des Betons vermindern.

Der Abstand der Bügel kann berechnet werden aus

$$e \cdot \tau_0 \cdot b = \sigma_e \cdot f_e$$

$$e = \frac{\sigma_e \cdot f_e}{\tau_0 \cdot b}, \text{ wobei}$$

e = Abstand der Bügel,
f_e = Querschnitt der Bügel für die Länge e,
τ_0 = zulässige Schubspannung des Betons = 2,5 bis 4,5 kg/cm²,
σ_e = zulässige Zugspannung des Eisens.

Mit Rücksicht auf die bessere Übertragung der Schubkräfte aus dem Balkensteg in die Deckenplatte wird empfohlen, bei Plattenbalken den Übergang mit einer Ausrundung oder Abschrägung zu versehen, welche im allgemeinen $= \frac{1}{8} l$ bis $\frac{1}{10} l$ anzunehmen ist.

6. Die Adhäsionsspannung ergibt sich aus der Differenz der horizontalen Kräfte in zwei aufeinanderfolgenden Querschnitten, und zwar sowohl im gedrückten Beton als in den gezogenen Eisen. Dieselbe kann daher in der Mitte des Balkens = 0 werden (jedoch nur bei gleichmäßiger Vollbelastung) und nimmt gegen das Auflager hin zu, entsprechend dem Werte

$$\tau_1 = \frac{b \cdot \tau_0}{n \pi d'}, \text{ wobei}$$

n = Anzahl der Eisen ist und
τ_0 den unter Ziffer 4 angegebenen Werten entspricht.

Die aus der Schubspannung abgeleitete Adhäsion ist nur durch die Längseisen an der Zugseite aufzunehmen.

Die Eiseneinlagen sind möglichst so zu gestalten, daß die Verschiebung gegen den Beton schon vermöge ihrer Form verhindert wird.

Gezogene oder gedrückte Stäbe müssen eine genügende Länge sowie umgebogene Enden erhalten und ist die erstere

$$= \frac{\frac{\pi d^2}{4} \cdot \sigma_e}{\pi \cdot d \cdot \tau_1}$$

anzunehmen, wobei

σ_e = 1000 bezw. 750 kg/cm²,
τ_1 = 7,5 bezw. 5,0 kg für 1 cm² zu setzen ist.

7. Die Berechnung der Stützen auf Knickung hat nach der Formel

$$\sigma_k = \sigma \left(1 + 0{,}0001 \frac{l^2_{\text{cm}} \cdot F_{\text{cm}^2}}{J_{\text{cm}^4}}\right)$$

zu erfolgen, sodann ist die für den Gesamtquerschnitt

$$F = F_b + 15 F_e$$

berechnete Knickungsspannung zur Biegungs- oder exzentrischen Beanspruchung zu addieren, sofern sie nicht in derselben Richtung wie diese wirksam ist.

8. Die Eiseneinlagen der Stützen müssen mindestens 1 vH. des Gesamtquerschnitts betragen. Durch Querverbindungen (Bügel) ist die Lage der eingelegten Eisenstäbe unveränderlich gegeneinander zu sichern. Der Abstand dieser Bügel ist annähernd gleich der kleinsten Dicke der Stütze zu wählen, darf jedoch nicht über das 30fache der Stärke der Längsstäbe messen.

Bei Säulen mit spiralförmiger Bewehrung über den Längsstäben kann die Druckfestigkeit des Betons mit dem 1,3fachen der gewöhnlichen Druckfestigkeit σ_b und die Tragfähigkeit der in Form von Spiralen eingelegten Eisenmengen mit dem 2,4fachen der Tragfähigkeit der gleichen Eisenmenge in Form von Längsstäben in Rechnung gestellt werden.

Die zulässige Belastung ist sonach

$$1{,}3\,\sigma_b \cdot F_b + \sigma_e\,(f_e + 2{,}4\,f_e'), \quad \text{wobei}$$

F_b der gesamte Betonquerschnitt,
f_e der Querschnitt der Längsstäbe,
f_e' der Querschnitt gedachter Längsstäbe, deren Gewicht gleich demjenigen der Spiralen wäre,
σ_b die zulässige Inanspruchnahme des Betons für Säulen,
σ_e die zulässige Inanspruchnahme des Eisens bedeutet.

Die Ganghöhe der Spiralen ist $^1/_7$ der Säulendicke anzunehmen.

IV. Zulässige Materialspannungen.

1. Die zulässige Spannung richtet sich nach der Bruchfestigkeit des zur Verwendung gelangenden Materials. In der Voraussetzung, daß der verwendete Beton nach 28tägiger Erhärtung eine Druckfestigkeit von mindestens 180 bis 200 kg/cm² und das Eisen eine Zugfestigkeit von 3800 bis 4000 kg besitzt, sollen bei Anwendung der im folgenden gegebenen Berechnungsweise die nachstehenden Spannungen nicht überschritten werden:

Zulässige Materialspannungen		
	für Straßenbrücken, Hochbauten, Dach- und andere Konstruktionen, welche geringeren Erschütterungen ausgesetzt sind	für Straßen- und Bahnbrücken und Bauteile, welche starken Erschütterungen ausgesetzt sind
bei Beton auf Druck (bei Biegung)	**40** kg/cm²	**30** kg/cm²
„ „ „ unmittelbaren Druck	**35** „	**25** „
„ „ „ Schub (bei Biegung)	**3,0** bis **4,5** „	**2,0** bis **3,0** „
„ „ „ Adhäsion	**7,5** „	**5,0** „
bei Eisen auf Zug oder Druck . .	**1000** „	**750** „
„ „ „ Schub	**800** „	**600** „

Etwaige Stoßwirkungen sind bei Annahme der zulässigen Materialspannungen berücksichtigt.

(Es folgt dann noch § 14 [Rechnungsweise mit Beispielen], den wir als zu weitführend hier übergehen müssen).

Stuttgart im Februar 1909.

Königl. Generaldirektion der Staatseisenbahnen.

V. Österreichische Regierungsvorschriften, betreffend die Herstellung von Tragwerken aus Stampfbeton oder Beton-Eisen

vom 15. November 1907.

Vorschrift über die Herstellung von Tragwerken aus Stampfbeton oder Beton-Eisen bei Hochbauten.

§ 1. Allgemeines.

Diese Vorschrift hat Anwendung zu finden auf alle Bauten oder Bauwerksteile: a) aus Stampfbeton, das ist eine Betonmasse, welcher durch Stampfen die zur Erreichung der geforderten Festigkeit notwendige Verdichtung gegeben wird; b) aus Beton-Eisen, das sind solche Tragwerke, bei welchen Eisen mit Stampfbeton in eine derartige Verbindung gebracht wird, daß beide Baustoffe hinsichtlich der Lastaufnahme zu gemeinsamer statischer Wirkung gelangen.

I. Der Bauentwurf.

§ 2. Inhalt des Entwurfs.

1. Zur Vornahme der Überprüfung des Bauentwurfs sind, sofern die bestehenden örtlichen Bauvorschriften keine weitergehenden Anforderungen stellen, beizubringen:

a) Zeichnungen, welche das Bauprojekt im ganzen und in allen Einzelheiten — insbesondere hinsichtlich der Materialverteilung — klar zur Darstellung bringen;

b) eine statische Berechnung, welche sich auf alle Teile der Konstruktion zu erstrecken hat, dieselben gesondert nachweist, unter Zugrundelegung der Bestimmungen der §§ 3, 4 und 5 verfaßt ist und übersichtlich und leicht prüfbar sein muß;

c) eine Beschreibung, mit welcher außergewöhnliche Tragwerksanordnungen besonders erläutert werden;

d) die Angabe des Mischungsverhältnisses für den Beton, und zwar hinsichtlich des Zements nach Gewichtsmengen, hinsichtlich der anderen Baustoffe nach Raummengen.

2. Die Bauvorlagen sind, sofern die bestehenden örtlichen Bauvorschriften keine weitergehenden Anforderungen enthalten, vom Verfasser des Entwurfs, vom Bauherrn und vom Unternehmer, der die Ausführung bewirkt, zu unterfertigen.

§ 3. Berechnungsgrundlagen.

1. Für die Berechnung kommen in Betracht:

Die bleibende Last, das ist das Eigengewicht des Tragwerks samt der sonstigen ständigen Belastung;

die Nutzlast, das ist die durch den Zweck des Bauwerks bedingte veränderliche Last, ferner allfällig

die Einflüsse des Schneedrucks, Winddrucks und der Wärmeschwankungen sowie des Erddrucks und des Wasserdrucks.

Bleibende Last.

2. Als Grundlage für den Nachweis des Eigengewichts des Tragwerks und der sonstigen ständigen Belastung haben für die nachbenannten Baustoffe die folgenden Einheitsgewichte, und zwar in t für 1 m³ zu gelten:

Schweißeisen	7,80
Flußeisen	7,85

Roheisenguß		7,30
Stahl		7,90
Blei		11,40
Kupfer, gewalzt		9,00
Eichenholz	lufttrocken	0,80
Buchenholz	lufttrocken	0,75
Lärchenholz	lufttrocken	0,65
Kiefern-, Tannen- oder Fichtenholz	lufttrocken	0,60
Holzstöckelpflaster		1,10
Xylolith		1,40
Glas		2,60
Dammerde, trocken		1,35
Dammerde, feucht		1,50
Schotter, Kies		1,90
Sand		1,60
Mauerschutt		1,40
Granulierte Hochofenschlacke		0,85
Steinkohlenasche		0,75
Gußasphalt		1,20
Gußasphalt auf Rieselschotter		2,10
Stampfasphalt		2,04
Terrazzo		2,20
Feinklinkerplatten		2,30
Steinpflaster, je nach der Steingattung		2,50 bis 3,00
Gipsdielen		1,00
Gips in Verbindung mit Schlacke		1,25
Füllungsbeton aus Zement und Schlacke		1,00 bis 1,30
Korkstein		0,33
Trockener Weißkalkmörtel		1,52
Trockener Roman- und Portlandzementmörtel		1,70

Mauerwerk samt Mörtelputz, und zwar:

Mauerwerk aus gewöhnlichen oder geschlämmten Vollziegeln	trocken	feucht
a) mit Weißkalkmörtel	1,58	1,67
b) mit Roman- oder Portlandzementmörtel	1,65	1,77
Mauerwerk aus Klinkerziegeln mit Portlandzementmörtel	1,92	2,00
Mauerwerk aus Hohl- (Loch-) Ziegeln mit Weißkalkmörtel	1,35	1,45
Mauerwerk aus porösen Vollziegeln mit Weißkalkmörtel	1,20	1,35
Mauerwerk aus porösen Hohl- (Loch-) Ziegeln mit Weißkalkmörtel	1,14	1,29

Bruchsteinmauerwerk	je nach der Steingattung	1,90 bis 2,50
Sandsteinmauerwerk	je nach der Steingattung	2,10 bis 2,50
Kalksteinmauerwerk	je nach der Steingattung	2,00 bis 2,60
Granitmauerwerk	je nach der Steingattung	2,70

3. Das Einheitsgewicht von Stampfbeton ist mit mindestens 2,2 t für 1 m³, jenes von Beton-Eisen mit 2,4 t für 1 m³ anzunehmen, insofern nicht ein gesonderter Nachweis mit Rücksicht auf die Ausmaße der Eiseneinlagen geliefert wird.

4. Bei Anwendung außergewöhnlicher, im vorstehenden nicht angeführter Materialien ist deren Einheitsgewicht besonders nachzuweisen.

5. Das Eigengewicht von Dacheindeckungen einschließlich der Sparren, jedoch ohne Tragwerk, ist für 1 m² geneigter Dachfläche in kg wie folgt anzunehmen:

Einfaches Ziegeldach	100
Doppeltes Ziegeldach	125
Falzziegeldach	64
Einfaches Schieferdach	73
Doppeltes Schieferdach	82
Schieferdach aus Kunstschieferplatten mit Dachpappenunterlage	41
Einfaches Pappendach mit nicht besandeter Dachpappe	32
Doppeltes Teerpappendach	35
Holzzementdach mit 10 cm hoher Schotterlage	175

Für Dacheindeckungen aus Metall, Glas oder anderen Materialien sind die bezüglichen Eigengewichte jeweils besonders nachzuweisen.

Nutzlast.

6. Für die Nutzlast sind nachstehende Werte in kg/m² anzunehmen:

Für gewöhnliche Dachräume	150
Für gewöhnliche Wohnräume	250
Für Schulräume	300
Für Gänge, Konzert-, Turn- und Fechtsäle, dann für Futterkammern und für Stiegen in gewöhnlichen Wohnhäusern	400
Für Geschäftsräume, Arbeitssäle und Lagerräume in den Stockwerken von Wohn- und Geschäftshäusern	450
Für Stiegen öffentlicher Gebäude, für Tanzsäle und Versammlungsräume, Geschäftsräume, Werkstätten und Lagerräume im Erdgeschosse	550
Für Eiskeller (bei 1 m Eishöhe)	750

7. Die Größe der Nutzlast für Theater, Büchereien, Speicher, Lager- und Arbeitsräume mit schweren Maschinen ist von Fall zu Fall zu bestimmen.

8. Tragwerke, welche Erschütterungen erleiden, müssen mit dem 1,3fachen, jene welche starken Stößen (z. B. durch schwere Arbeitsmaschinen) ausgesetzt sind, mit dem 1,5fachen der unter Punkt 6 angegebenen (oder nach Punkt 7 ermittelten) Nutzlast berechnet werden.

Schneedruck.

9. Der Schneedruck ist in kg auf 1 m² Grundrißfläche wie folgt anzunehmen:

bei Dachneigungen unter 40°	75
bei Dachneigungen zwischen 40° und 60°	40

bei Dachneigungen über 60° ist der Schneedruck nicht mehr zu berücksichtigen.

Für südlich gelegene, nachweisbar schneearme Gegenden kann fallweise eine Ermäßigung der vorstehenden Schneelasten zugestanden werden. Für Alpengegenden mit nachweisbar sehr bedeutenden Schneefällen ist der Schneedruck je nach der örtlichen Lage entsprechend höher, und zwar bei Dachneigungen unter 40° bis zu 200 kg, bei solchen zwischen 40 und 60° bis zu 110 kg auf 1 m² Grundrißfläche anzunehmen. Die Schneelast ist entweder auf sämtlichen oder, wenn dies ungünstigere Belastungsverhältnisse ergibt, nur auf einzelnen Dachflächen in Rechnung zu stellen.

Winddruck.

10. Der Winddruck ist auf eine Ebene senkrecht zur Windrichtung im allgemeinen mit $p = 170$ kg auf 1 m², in außergewöhnlichen Fällen je nach der örtlichen Lage bis zu 270 kg auf 1 m² anzunehmen.

11. Die Windrichtung ist als wagerecht vorauszusetzen; für Flächen, welche mit der Windrichtung einen Winkel α einschließen, ist der Winddruck senkrecht zu dieser Fläche mit $p_1 = p \sin^2 \alpha$ auf 1 m² zu rechnen.

12. Bei offenen Hallen, Vordächern usw. ist gegebenenfalls ein von innen nach außen senkrecht zur Dachfläche wirkender Winddruck von 60 kg/m², in außergewöhnlichen Fällen je nach der örtlichen Lage bis zu 100 kg/m² anzunehmen.

13. Bei Bauwerken, welche sich in dauernd windgeschützter Lage befinden, kann eine Ermäßigung des Winddrucks bis auf $p = 75$ kg auf 1 m² zugelassen werden.

14. Die Wärmeschwankungen sind, sofern nicht besondere Verhältnisse, wie z. B. bei Trockenkammern, die Berücksichtigung höherer Temperaturen erheischen, für Temperaturgrenzen von -20 bis $+30°$ C. unter Annahme eines linearen Ausdehnungskoeffizienten für Beton $= 0{,}0000135$ für 1° C zu berücksichtigen.

§ 4. Statische Berechnung.

1. Als rechnungsmäßige Stützweite ist bei frei aufliegenden Tragwerken die Entfernung von Mitte zu Mitte der Auflagerlängen, bei durchlaufenden Tragwerken die Entfernung von Mitte zu Mitte der Stützen, beziehungsweise von Mitte der Stütze bis Mitte der Auflagerlänge anzunehmen.

2. Bei der Ermittlung der äußeren Kräfte und Angriffsmomente darf an einer Stütze nur jenes Maß der Einspannung angenommen werden, welches durch geeignete Anordnungen tatsächlich und ohne Überschreitung der festgesetzten zulässigen Spannungen der in Betracht kommenden Bauteile erzielt wird.

3. Tragwerke, welche über mehrere Felder durchgehen, sind nach den Regeln für durchlaufende Träger unter Berücksichtigung der jeweils ungünstigsten Laststellung zu berechnen, wobei die rechnerische Annahme des Zusammenhangs nicht über mehr als drei Felder ausgedehnt werden darf.

4. Bei durchlaufenden Tragwerken, welche auf elastisch nachgiebigen, mit dem Tragwerke fest verbundenen Stützen aufruhen, ist die Formänderung der letzteren infolge der Wirkung der äußeren Kräfte zu berücksichtigen.

5. Ringsum aufliegende, mit sich kreuzenden, gleich starken Eiseneinlagen versehene Platten rechteckiger Form mit den Seitenlängen a und b dürfen, wenn die eine Seitenlänge b nicht mehr als das Einundeinhalbfache der anderen Seitenlänge a beträgt, nach den bei der gleichen Belastung und freier Auflagerung für die Stützweite a geltenden Momenten, vermindert im Verhältnis von $b^4 : (a^4 + b^4)$ berechnet werden.

6. Die statische Untersuchung hat sich auch auf die Pfeiler, Widerlager und Fundamente unter Berücksichtigung eines allfällig wirkenden hydrostatischen Auftriebs, sowie auf den Nachweis der Bodenpressungen zu erstrecken.

7. Die statische Berechnung der inneren Spannungen in Tragwerken aus Beton-Eisen ist nach folgenden Annahmen und Regeln durchzuführen:

a) ursprünglich ebene Querschnitte bleiben bei einer Formänderung des Körpers eben;

b) die Formänderungszahl (Elastizitätsmodul) des Betons für Druck ist mit 140 000 kg/cm², gleich dem fünfzehnten Teil von jener des Eisens für Zug und Druck (2 100 000 kg/cm²) anzunehmen;

c) die größten Spannungen des Betons auf Druck und des Eisens auf Zug sind unter der Voraussetzung zu ermitteln, daß der Beton keine Normalzugspannungen aufnehme;

d) bei den auf Biegung beanspruchten Tragwerken sind auch die größten Spannungen des Betons auf Zug, und zwar unter der Annahme einer Formänderungszahl des Betons für Zug von 56 000 kg/cm², gleich dem 0,4fachen Betrag derjenigen des Betons für Druck (Absatz 7b) nachzuweisen;

e) bei der Berechnung elastischer Formänderungen und der äußeren Kräfte statisch unbestimmter Tragwerke ist die aus dem vollen Betonquerschnitte und aus der fünfzehnfachen Fläche der Längseisen gebildete ideelle Querschnittsfläche sowie eine für Druck und Zug im Beton gleich große Formänderungszahl gemäß Absatz 7b in Rechnung zu stellen;

f) die Größtwerte der Schub- und Haft- sowie der Hauptzugspannungen sind unter der im Absatz 7c bestimmten Annahme zu ermitteln.

8. Die statische Berechnung der inneren Spannungen in Tragwerken aus Stampfbeton hat wie für homogene Körper unter Annahme einer Formänderungszahl des Betons für Druck und Zug gemäß Absatz 7e zu erfolgen.

9. Bei Druckgliedern muß auf den erforderlichen Widerstand gegen Knickung Bedacht genommen werden, wenn das Verhältnis der freien Knicklänge L zum betreffenden Trägheitshalbmesser i der nach Absatz 7e zu bestimmenden Querschnittsfläche den Wert $\frac{L}{i} = 20$ überschreitet.

10. Als freie Knicklänge L ist die Länge des Druckgliedes zwischen zwei gegen Ausweichen gesicherten Punkten der Längsachse anzunehmen.

11. In Druckgliedern aus Beton-Eisen sind die Eiseneinlagen auch für sich allein hinsichtlich ihres Widerstandes gegen Knickung zu untersuchen; in allen Fällen sind Querverbände zwischen diesen Eiseneinlagen in Abständen höchstens gleich dem kleinsten, durch den Schwerpunkt des Querschnitts gezogenen Durchmesser des Druckgliedes anzuordnen.

12. Bei Druckgliedern sind allfällig exzentrische Lastangriffe zu berücksichtigen.

13. Der geringste Abstand der Eisenoberfläche von der Oberfläche des Betons sowie die Entfernungen der einzelnen Eiseneinlagen voneinander sind nach statischen Rücksichten zu bemessen; ersterer muß mindestens 1 cm betragen.

14. Bügel- oder Querverbindungen sind in ausreichender Zahl anzuordnen; ferner sind zur Sicherung des Verbundes zwischen Beton und Eisen die Enden der Eiseneinlagen entsprechend auszubilden, falls nicht schon deren Oberflächengestaltung einer Verschiebung im Beton entgegenwirkt.

15. Bei Tragwerken aus Beton-Eisen ist dem allfällig möglichen Auftreten von Einspannungsmomenten über den Stützen durch entsprechende Anordnung von Eiseneinlagen Rechnung zu tragen.

§ 5. Zulässige Spannungen.

1. Unter Zugrundelegung der in § 3 bestimmten Lastwirkungen und Einflüsse dürfen die größten rechnungsmäßigen Spannungen des Betons und Eisens die in der nebenstehenden Tabelle angegebenen Grenzwerte nicht überschreiten.

2. Bei Anwendung anderer als der im Absatz 1 angegebenen Mischungsverhältnisse sind die zulässigen Betonspannungen durch geradlinige Einschaltung nach der betreffenden, auf 1 m³ Gemenge von Sand und Steinmaterial entfallenden Gewichtsmenge von Portlandzement zwischen die bezüglichen, im Absatz 1 genannten Werte zu bestimmen.

Materialgattung und Art der Beanspruchung	Zulässige Spannung in kg/cm²				
	im Falle der Biegung u. bei exzentrischem Druck		bei zentrischem Druck	Schub-, Scher- und Hauptzugspannung	Haftspannung
	Druckspannung	Zugspannung	Druckspannung		
I. Beton.					
A. In Tragwerken aus Beton-Eisen bei einem Mischungsverhältnisse: auf 1 m³ Gemenge von Sand und Steinmaterial					
a) 470 kg Portlandzement (Raummisch.-Verh. 1 : 3)	40	24	28	4,5	5,5
b) 350 kg Portlandzement (Raummisch.-Verh. 1 : 4)	36	23	25	4,5	5,5
c) 280 kg Portlandzement (Raummisch.-Verh. 1 : 5)	32	21,5	22	3,5	4,5
B. In Tragwerken aus Stampfbeton bei einem Mischungsverhältnisse: auf 1 m³ Gemenge von Sand und Steinmaterial					
a) 470 kg Portlandzement (Raummisch.-Verh. 1 : 3)	40	2,5	22	3,5	—
b) 350 kg Portlandzement (Raummisch.-Verh. 1 : 4)	36	2,5	20	3,5	—
c) 280 kg Portlandzement (Raummisch.-Verh. 1 : 5)	32	2,0	17	2,5	—
d) 230 kg Portlandzement (Raummisch.-Verh. 1 : 6)	26	2,0	14	2,0	—
e) 160 kg Portlandzement (Raummisch.-Verh. 1 : 9)	14	—	10	—	—
f) 120 kg Portlandzement (Raummisch.-Verh. 1 : 12)	9	—	6	—	—

II. Eisen.	Schweißeisen	Flußeisen
1. Beanspruchung auf Zug oder Druck	850	950
2. Beanspruchung auf Abscherung, ausgenommen die Niete . .	500	600
3. Beanspruchung der Niete auf Abscherung	600	700
4. Druck auf die Nietlochleibung (Nietdurchmesser mal Blechstärke)	1400	1600

	Roheisenguß
5. Beanspruchung der Teile aus Roheisenguß, aus welchem Material jedoch kein Glied der freitragenden Konstruktion bestehen darf:	
a) auf Druck	700
b) auf reinen Zug	200
c) auf Zug im Falle der Biegung	250

	Flußstahl
6. Beanspruchung der Teile aus Flußstahl im Falle der Biegung auf Zug oder Druck	1000

3. Mischungsverhältnisse, entsprechend einer geringeren Menge von Portlandzement als 280 kg/m³ Gemenge von Sand und Steinmaterial, dürfen für Tragwerke aus Beton-Eisen nicht angewendet werden.

4. Ist auf Knickung gemäß § 4 Absatz 9 Rücksicht zu nehmen, so gelten als zulässige Spannungen:

a) bei zentrisch belasteten Druckgliedern die laut Absatz 1 für zentrischen Druck zulässigen Betonspannungen, multipliziert mit der Abminderungszahl

$$\alpha = \left(1{,}12 - 0{,}006\,\frac{L}{i}\right);$$



b) bei exzentrisch belasteten Druckgliedern die laut Absatz 1 für exzentrischen Druck zulässigen Betondruckspannungen, vermindert um die $\frac{1-\alpha}{\alpha}$fache, einer gedachten zentrischen Belastung entsprechende Druckspannung.

Kommt bei Eiseneinlagen Knickung in Betracht, so sind die laut Tabelle in Absatz 1 zulässigen Druckspannungen s_e auf den Wert s_k nach folgenden Formeln abzumindern:

a) für Längenverhältnisse $\frac{L}{i} = 10$ bis 105:

$$s_k = \left(0{,}816 - 0{,}003\,\frac{L}{i}\right) s_e;$$

b) für Längenverhältnisse $\frac{L}{i} > 105$:

$$s_k = 5580 \left(\frac{i}{L}\right)^2 s_e.$$

5. Bei allen Druckgliedern aus Beton-Eisen muß die Fläche der Längseisen in jedem Querschnitte mindestens 0,8 vH. der ganzen Querschnittsfläche betragen; macht die genannte Eisenfläche mehr als 2 vH. dieser ganzen Querschnittsfläche aus, so darf der Mehrbetrag an Fläche der Längseisen über 2 vH. nur mit dem vierten Teile in Rechnung gebracht werden.

6. Bei Druckgliedern aus Beton-Eisen, in welchen außer Längseinlagen auch schraubenförmig gewundene, durchlaufende Quereinlagen angeordnet sind („umschnürter Beton"), ist zur Bestimmung der Druckspannung infolge zentrischen Drucks eine ideelle Querschnittsfläche $F_i = F_b + 15\,F_e + 30\,F_s$ einzuführen, wobei F_b den vollen Betonquerschnitt, F_e die Querschnittsfläche der Längseisen unter Berücksichtigung des vorstehenden Absatzes 5 und F_s die Querschnittsfläche eines gedachten Längseisens bedeutet, dessen Gewicht gleich jenem der schraubenförmigen Quereinlage ist, beide Gewichte auf die Längeneinheit des Druckgliedes bezogen. Macht hierbei die so gebildete ideelle Fläche F_i mehr als 1,4 $(F_b + 15\,F_e)$ oder mehr als 1,9 F_b aus, so darf für F_i nur der kleinere dieser beiden Grenzwerte in Rechnung gestellt werden. Bei exzentrischem Lastangriffe sind die schraubenförmigen Quereinlagen zur Ermittlung der vom Biegungsmomente herrührenden Spannungen nicht zu berücksichtigen. Die Ganghöhe der Schraubenwindungen darf höchstens ein Fünftel des kleinsten, durch den Schwerpunkt des Querschnitts gezogenen Durchmessers betragen.

7. Die Belastung exzentrisch beanspruchter Druckglieder darf nicht größer angenommen werden als die bei gedachter zentrischer Kraftwirkung mit der zulässigen Betonspannung für zentrischen Druck gemäß Absatz 1 und 4 sich ergebende Tragkraft desselben Druckgliedes.

8. Bei Anwendung solcher Längseisen, welche schon durch ihre Oberflächengestaltung einer Verschiebung im Beton entgegenwirken, darf die Haftspannung die bezüglichen in Absatz 1 festgelegten Werte um 10 vH. überschreiten.

9. Die Spannungen von Stampfbeton oder Beton-Eisen außergewöhnlicher Beschaffenheit oder Herstellungsweise, welche die in der Tabelle zu Absatz 1 festgesetzten Werte überschreiten, bedürfen einer besonderen Genehmigung und sind fallweise bei Vorlage des betreffenden Entwurfs zu begründen.

II. Ausführung der Tragwerke.

§ 6. Beschaffenheit und Prüfung des Zements.

1. Zur Herstellung von Tragwerken aus Stampfbeton oder Beton-Eisen darf nur Portlandzement verwendet werden, das ist ein Zement, der aus natürlichen Kalkmergeln

oder künstlichen Mischungen ton- und kalkhaltiger Stoffe durch Brennen bis zur Sinterung und darauffolgende Zerkleinerung bis zur Mehlfeinheit gewonnen wird und auf 1 Gewichtsteil hydraulischer Bestandteile mindestens 1,7 Gewichtsteile Kalkerde (CaO) enthält. Die Verwendung anderer Zemente unterliegt einer fallweisen besonderen Genehmigung.

2. Der Gehalt des Zements an Magnesia (MgO) darf nicht mehr als 5 vH. betragen.

3. Der Zement muß sowohl an der Luft, als auch unter Wasser raumbeständig und langsam bindend sein. Als langsam bindend gilt ein Zement, wenn ein aus demdelben mit 25 bis 30 vH. Wasserzusatz hergestellter Zementbrei nicht vor 30 Minuten nach dem Anmachen zu erhärten beginnt und mindestens $3^1/_2$ Stunden zur Abbindung benötigt.

4. Der Zement muß so fein gemahlen sein, daß die Rückstände beim Sieben durch ein Sieb von 4900 Maschen auf 1 cm^2 und 0,05 mm Drahtstärke 30 vH. und von 900 Maschen auf 1 cm^2 und 0,1 mm Drahtstärke 5 vH. nicht überschreiten.

5. Die Bindekraft des Zements ist durch Prüfung der Festigkeitsverhältnisse an einer Mischung mit Sand zu ermitteln. Als normale Mischung gilt das Gemenge von 1 Gewichtsteil Zement mit 3 Gewichtsteilen Normalsand.

6. Als Normalsand gilt ein in der Natur vorkommender, gewaschener, reiner Quarzsand, dessen Korngröße dadurch bestimmt ist, daß das kleinste Korn nicht mehr durch ein Sieb von 144 Maschen auf 1 cm^2 und 0,3 mm Drahtstärke und dessen größtes Korn noch durch ein Sieb von 64 Maschen auf 1 cm^2 und 0,4 mm Drahtstärke durchgeht.

7. In dieser Mörtelmischung muß der Zement nach einer Erhärtungsdauer von sieben Tagen mindestens 12 kg Zugfestigkeit und nach einer solchen von 28 Tagen mindestens 180 kg Druckfestigkeit und 18 kg Zugfestigkeit auf 1 cm^2 aufweisen.

8. Die Proben auf Zugfestigkeit sind an Probekörpern von 5 cm^2 Querschnitt, jene auf Druckfestigkeit an Würfeln von 50 cm^2 Querschnitt vorzunehmen; sämtliche Probekörper sind während der ersten 24 Stunden nach ihrer Anfertigung an der Luft, geschützt vor rascher Austrocknung, und hieraus bis zur Vornahme der Probe unter Wasser von + 15 bis 18 ° C. aufzubewahren.

9. Den kompetenten Kontrollorganen bleibt das Recht gewahrt, jederzeit bei der Erzeugung, Verpackung und Absendung des Zements sowie bei dessen Verarbeitung zu den Proben und der Durchführung der letzteren gegenwärtig zu sein und in beliebiger Weise die erforderlichen Mengen Zements behufs Erprobung zu entnehmen.

10. Die Prüfung des Zements ist in der Regel am Erzeugungsorte durchzuführen; sie kann jedoch auch ganz oder teilweise in einer amtlichen Prüfungsanstalt vorgenommen werden.

11. In der Regel ist von je 100 und bis 100 m/Ztr. Zement mindestens eine Erprobung auf Raumbeständigkeit, Mahlfeinheit, Erhärtungsbeginn und Abbindezeit, ferner von 200 bis zu 200 m/Ztr. Zement mindestens eine Erprobung auf Zug- und Druckfestigkeit anzustellen.

12. Der Zement ist in der entsprechend zu kennzeichnenden Ursprungsverpackung in die Baustelle zu liefern.

§ 7. Beschaffenheit des Sandes und Steinmaterials.

1. Der zur Betonbereitung dienende Sand muß rein, scharfkörnig, von ungleicher Korngröße und frei von lehmigen, tonigen oder erdigen Bestandteilen oder sonstigen Verunreinigungen, ferner so beschaffen sein, daß er durch ein Sieb von 7 mm lichter Maschenweite durchgeht und auf einem Siebe von 900 Maschen auf 1 cm^2 und 0,1 mm Drahtstärke wenigstens 95 vH. Rückstand ergibt.

2. Das Steinmaterial (Kies, Rundschotter oder Steinschlag) muß von ungleicher Korngröße, rein, wetterbeständig und von solcher Beschaffenheit sein, daß die Druckfestigkeit desselben mindestens 300 kg auf 1 cm^2 und die Wasseraufnahme nicht mehr als 10 vH. des Gewichts beträgt; die letztgenannten Eigenschaften sind erforderlichenfalls durch entsprechende Proben festzustellen.

3. Die Korngröße des Steinmaterials ist für Tragwerke aus Stampfbeton so zu bemessen, daß die größten Stücke in jeder Lage durch eine quadratische Öffnung von 6 cm Weite durchgehen und die kleinsten auf einem Sieb von 7 mm lichter Maschenweite liegen bleiben.

4. Für Tragwerke aus Beton-Eisen muß die Korngröße des Steinmaterials kleiner als der Raum zwischen den Eiseneinlagen unter sich oder zwischen diesen und der nächstliegenden Außenfläche der Tragwerke sein; in jedem Falle müssen die größten Stücke in jeder Lage durch ein Gitter von 30 mm lichter Maschenweite durchgehen und die kleinsten auf einem Siebe von 7 mm lichter Maschenweite liegen bleiben.

5. Die Korngrößen des Sandes und Steinmaterials sind mittels einzelner Sieb- und Wurfproben zu ermitteln.

6. Das bei Tragwerken aus Stampfbeton anzuwendende Mischungsverhältnis zwischen Sand und Steinmaterial ist in Hinsicht auf die Erzielung eines möglichst gleichförmig dichten Gemenges jeweils durch Betonproben zu bestimmen.

7. Der im Beton enthaltene Mörtel muß bei Tragwerken aus Beton-Eisen mindestens das Raummischungsverhältnis 1 : 3 zwischen Zement und Sand aufweisen.

8. Die Zulässigkeit eines vorhandenen natürlichen Gemenges von Sand und Steinmaterial zur Betonbereitung ist im Sinne der Absätze 1 bis 7 zu prüfen.

9. Bei Bauwerksteilen aus Stampfbeton mit verhältnismäßig großen Querschnittsabmessungen (Widerlager, Fundamente usw.) können bis zu 20 vH. des Steinmaterials aus Steinen von größeren als den im Absatze 3 bestimmten Abmessungen, und zwar bis 20 cm Kantenlänge oder Durchmesser bestehen. Die Verwendung solcher Steineinlagen bedarf jedoch einer fallweisen besonderen Genehmigung.

§ 8. Beschaffenheit, Erprobung und Bearbeitung des Eisens und Stahls.

1. Die in der „Vorschrift über die Herstellung der Straßenbrücken mit eisernen oder hölzernen Tragwerken" (Erlaß des Ministeriums des Innern vom 16. März 1906, Z. 49 898 ex 1905) enthaltenen Bestimmungen über die Beschaffenheit und Erprobung des Eisens und Stahls haben vollinhaltlich, jene über die Bearbeitung, Zusammensetzung und Aufstellung von Eisentragwerken sinngemäß auf die Eisenbestandteile von Tragwerken aus Beton-Eisen Anwendung zu finden.

2. Eisenteile, welche nach dem Entwurf aus einem Stücke bestehen sollen, dürfen weder durch Zusammenschweißen, noch durch Zusammennieten oder durch anderweitige Verbindung mehrerer Stücke gebildet werden.

3. Sind Stöße einzelner Teile wegen großer Länge der Stücke unvermeidlich, dann sind die zu stoßenden Teile in geeigneter Weise derart miteinander zu verbinden, daß die Eisenspannung an der Stoßstelle die in § 5 festgesetzten Werte nicht übersteigt. Schweißungen müssen mit aller Sorgfalt, ohne Überhitzung, ausgeführt und dürfen in der Regel nur an solchen Stellen angeordnet werden, an welchen das betreffende Stück im Tragwerke nicht voll beansprucht wird.

4. Eisenteile, welche ganz in Beton eingehüllt werden sollen, sind mit der Walzhaut zu belassen und müssen vor der Einbetonierung mit geeigneten Mitteln sorgfältig von Schmutz, Fett, Anstrich und grobem oder losem Rost befreit werden.

5. Genietete oder verschraubte Tragwerksteile aus Eisen oder Stahl sind nach der Fertigstellung in der Werkstätte und nach der im Sinne des Absatzes 4 erfolgten Reinigung mit dünnflüssigem Zementmörtel anzustreichen.

6. Teile aus Eisen oder Stahl, welche im Bauwerke nicht durchgehends von Beton eingehüllt werden, sind an den freibleibenden Stellen mit Anstrichen gemäß der in Absatz 1 genannten Vorschrift zu versehen.

§ 9. Bereitung, Beschaffenheit und Prüfung des Betons.

1. Der Zement ist bei der Bereitung des Betons in der Regel nach Gewichtseinheiten zu mischen. Die Zumessung kann auch mit Hohlmaßen erfolgen, wobei der Zement lose, ohne Fall einzuschütten ist, die Gefäße vollzufüllen und glatt abzustreichen sind und zur Umrechnung von Gewichtsmengen auf Raummengen das Gewicht für 1 m^3 Portlandzement mit 1400 kg anzunehmen ist. Für andere Zemente ist das entsprechende Einheitsgewicht durch Abwägen zu ermitteln.

2. Das zur Betonbereitung zu benutzende Wasser muß rein sein und darf keine, die Erhärtung des Betons beeinträchtigenden Bestandteile enthalten. Moorwasser darf nicht verwendet werden.

3. Zu Tragwerken aus Stampfbeton ist sogenannter erdfeuchter oder auch weicher (plastischer), zu Tragwerken aus Beton-Eisen nur weicher (plastischer) Beton zu verwenden.

4. Der Wasserzusatz ist bei erdfeuchtem Beton so zu bemessen, daß sich die Masse mit der Hand gerade noch ballen läßt und dabei auf der Haut Feuchtigkeit zurückläßt. Bei der Herstellung von weichem (plastischem) Beton ist so viel Wasser zu verwenden, daß der Beton noch gestampft werden kann, dabei aber weich wird; unter der Wirkung der Schwere darf sich der Mörtel vom Steinmaterial nicht loslösen.

5. Die Mischung der Bestandteile soll in der Regel maschinell erfolgen; Handmischung kann ausnahmsweise zugelassen werden, jedoch ist alsdann die Zementmenge um 5 vH. zu vergrößern.

6. Die Mischung ist zunächst in trockenem Zustande vorzunehmen und dann unter allmählicher Wasserbeigabe so lange fortzusetzen, bis alles im Beton enthaltene Steinmaterial gleichmäßig in der Masse verteilt und an allen Stellen von Zementmörtel umhüllt ist.

7. Der Beton darf nur in solchen Mengen bereitet werden, als für die unmittelbar darauf folgende Verwendung erforderlich ist.

8. Der Beton muß nach sechswöchiger Erhärtung an der Luft mindestens folgende Werte der Druckfestigkeit, und zwar senkrecht zur Stampfrichtung aufweisen:

Gattung des Stampfbetons	Geforderte Druckfestigkeit in kg/cm^2
Bei einem Mischungsverhältnisse:	
Auf 1 m^3 Gemenge von Sand und Steinmaterial	
a) 470 kg Portlandzement (Raummischungsverhältnis 1 : 3) . .	170
b) 350 kg Portlandzement (Raummischungsverhältnis 1 : 4) . .	150
c) 280 kg Portlandzement (Raummischungsverhältnis 1 : 5) . .	130
d) 230 kg Portlandzement (Raummischungsverhältnis 1 : 6) . .	110
e) 160 kg Portlandzement (Raummischungsverhältnis 1 : 9) . .	75
f) 120 kg Portlandzement (Raummischungsverhältnis 1 : 12) . .	50

9. Bei Anwendung anderer als der im Absatze 8 angegebenen Mischungsverhältnisse ist die geforderte Druckfestigkeit durch geradlinige Einschaltung nach der betreffenden, auf 1 m³ Gemenge von Portlandzement zwischen die bezüglichen, im Absatze 8 genannten Werte zu bestimmen.

10. Behufs Prüfung des Betons hinsichtlich der geforderten Druckfestigkeit sind bei Raummischungsverhältnissen von 1 : 3 bis 1 : 5 in der Regel, bei anderen Mischungsverhältnissen über Verlangen Probekörper in Würfelform von 20 cm Seitenlänge anzufertigen und einer amtlichen Prüfungsstelle zur Erprobung zu überweisen oder an der Baustelle mittels einer geeigneten Presse zu prüfen.

11. Die Anfertigung der Probekörper hat mit den gleichen Baustoffen, demselben Mischungsverhältnisse und unter genau gleicher Art der Stampfung wie jene des Betons für das Tragwerk in zerlegbaren, eisernen Formen zu erfolgen.

12. Die Probekörper sind mit der Benennung des Bauwerks, der Angabe des Mischungsverhältnisses, der Anfertigungszeit und der Stampfrichtung sowie mit einer entsprechenden Bezeichnung zu versehen und bis zur Erprobung in einem vor Frost, Hitze und Wind geschützten Raume unter erdfeuchtem Sande aufzubewahren.

13. Von je 100 und bis 100 m³ Betonmasse eines Mischungsverhältnisses sind in der Regel 6 Probekörper zu prüfen, und gilt als Druckfestigkeit das arithmetische Mittel der bezüglichen Werte, wobei jedoch keiner der letzteren den in Absatz 8 vorgeschriebenen Wert um mehr als 20 vH. unterschreiten darf.

§ 10. Ausführung der Tragwerke.

1. Die Ausführung von Tragwerken aus Stampfbeton oder Beton-Eisen darf nur durch geschulte Arbeiter und unter beständiger Aufsicht von Personen geschehen, die nachweisbar mit dieser Bauweise gründlich vertraut sind.

2. Die Schalungen und Rüstungen müssen so angeordnet und so stark sein, daß sie die schichtenweise Einbringung und Stampfung des Betons gestatten, hinreichenden Widerstand gegen Durchbiegungen beim Stampfen leisten und ohne Erschütterungen entfernt werden können.

3. Bei der Herstellung der Schalungen und Rüstungen ist auf eine entsprechende Überhöhung derselben zum Ausgleiche der unter der Betonlast eintretenden Einsenkungen Bedacht zu nehmen.

4. Erdfeuchter Beton ist in Schichten von höchstens 15 cm Dicke, weicher Beton in Schichten von höchstens 20 cm Dicke einzubringen, welche je für sich in einem dem jeweiligen Wasserzusatze entsprechenden Maße zu stampfen sind. Der Beton darf zum Verwendungsorte nur bis zu einer Tiefe von 2 m geworfen und muß bei größeren Tiefen mittels Rinnen oder Gefäße eingebracht werden.

5. Bei Tragwerken aus Beton-Eisen sind die Eisenteile in der plangemäßen Lage einzubringen und in dieser so zu befestigen, daß sie beim Stampfen ihren Ort und ihre Form nicht verändern können; alle Eisenteile müssen dicht mit dem Mörtel des Betons umkleidet werden.

6. Tragwerke oder selbständige Tragwerksteile sind im allgemeinen in einem Zuge, das heißt ohne Unterbrechung zu betonieren; in Ausnahmefällen darf mit der Betonierung nur an solchen Stellen ausgesetzt werden, an welchen der Beton nicht die volle zulässige Spannung erfährt.

7. Beim Aufbringen neuer Betonschichten auf frühere, noch nicht erhärtete sind letztere anzunässen; beim Weiterbetonieren auf bereits abgebundene Lagen sind diese

aufzurauhen, abzukehren und mit dünnflüssigem Zementmörtel im Raummischungsverhältnisse von 1 : 1 oder mit Zementmilch anzunässen.

8. Bei Temperaturen unter 0° C. darf nur dann betoniert werden, wenn durch entsprechende Vorkehrungen eine schädliche Einwirkung des Frostes ausgeschlossen ist; gefrorener Beton darf keinesfalls verwendet werden.

9. Die Tragwerke sind nach vollendeter Betonierung bis zur genügenden Erhärtung entsprechend feucht zu halten und vor Erschütterungen, Beschädigungen und vor der Einwirkung des Frostes zu schützen.

10. Die unterstützenden Gerüste dürfen erst nach einer genügende Tragfähigkeit verbürgenden Erhärtung des Betons, in der Regel nicht früher als vier Wochen nach Beendigung des Einstampfens, seitliche Schalungen, denen keine statische Wirkung zukommt, können in vier Tagen nach demselben Zeitpunkte entfernt werden.

11. Beim Wegnehmen von Schalungen und Rüstungen sind Erschütterungen der Tragwerke zu vermeiden.

12. Ist während der Erhärtungsdauer des Betons Frost eingetreten, so sind die im Absatze 10 genannten Fristen mindestens um die Dauer der Frostzeiten zu verlängern.

13. Vor Ablauf von vier Wochen nach Beendigung des Einstampfens bezw. der nach Absatz 12 zu bemessenden Frist dürfen die Tragwerke nicht durch irgendwelche nennenswerten Belastungen beansprucht werden.

14. Die fertigen Tragwerke sind in ihren wesentlichen Teilen in geeigneter Weise vor dem Eindringen von Niederschlagswasser zu schützen.

15. Die Verwendung von Tragwerksteilen aus Beton-Eisen, wie Balken, Platten, Säulen usw., welche auf gesonderten Werksplätzen erzeugt und in fertigem Zustande auf die Baustelle gebracht werden, bedarf in jedem einzelnen Falle einer besonderen Genehmigung.

III. Prüfung der Tragwerke.

§ 11. Belastungs- und Bruchproben.

1. Außer der Prüfung des Betons (§ 9) sind über Verlangen auch Belastungsproben des ganzen Tragwerks sowie Belastungs- und stichprobenweise Bruchproben einzelner Tragwerksteile vorzunehmen.

2. Belastungs- und Bruchproben dürfen nicht vor Ablauf von sechs Wochen nach Beendigung des Einstampfens bezw. einer gemäß § 10 Absatz 12 zu bemessenden längeren Frist als sechs Wochen vorgenommen werden.

3. Die bei der Belastungsprobe aufzubringende Last ist so zu bemessen, daß die Tragwerke oder Tragwerksteile der Einwirkung der bleibenden Last, das ist des Eigengewichts des Tragwerks mehr der sonstigen ständigen Belastung (§ 3 Absatz 2 bis 5), mehr der $1^1/_2$ fachen Nutzlast (§ 3 Absatz 6 bis 8) ausgesetzt werden. Unter der Einwirkung dieser Belastung dürfen keine Rissebildungen oder bleibenden Formänderungen eintreten.

4. Bei Bruchproben sind die zu prüfenden Tragwerksteile mit allmählich gesteigerter Last bis zum Bruche zu belasten. Die auf den Tragwerksteil aufgebrachte, den Bruch erzeugende Last (Bruchlast) muß mindestens die $3^1/_2$ fache Summe der in der statischen Berechnung (§§ 3 und 4) angegebenen bleibenden Last und Nutzlast weniger dem betreffenden einfachen Eigengewichte des Tragwerksteils betragen.

5. Vor der Verwendung von Tragwerksteilen aus Beton-Eisen, wie Balken, Platten, Säulen usw., welche auf gesonderten Werkplätzen erzeugt und in fertigem Zustande auf die Baustelle gebracht werden, sind über Verlangen von je 100 dieser Teile 3 Stück auszuwählen und gemäß den Bestimmungen der Absätze 3 und 4 zu erproben.

Vorschrift über die Herstellung von Tragwerken aus Stampfbeton oder Beton-Eisen bei Straßenbrücken.

§ 1. Allgemeines.

1. Diese Vorschrift hat Anwendung zu finden auf Straßenbrücken a) mit Tragwerken aus Stampfbeton, das ist eine Betonmasse, welcher durch Stampfen die zur Erreichung der geforderten Festigkeit notwendige Verdichtung gegeben wird; b) mit Tragwerken aus Beton-Eisen, das sind solche Tragwerke, bei welchen Eisen mit Stampfbeton in eine derartige Verbindung gebracht wird, daß beide Baustoffe hinsichtlich der Lastaufnahme zu gemeinsamer statischer Wirkung gelangen.

2. Die Bestimmungen der „Vorschrift über die Herstellung der Straßenbrücken mit eisernen oder hölzernen Tragwerken“ (Erlaß des Ministeriums des Innern vom 16. März 1906, Z. 49898 ex 1905) gelten, insofern im nachfolgenden nicht abweichend Festsetzungen getroffen werden, sinngemäß auch für die Straßenbrücken mit Tragwerken aus Stampfbeton oder Beton-Eisen.

I. Der Bauentwurf.

§ 2. Inhalt des Entwurfs.

1. Der Bauentwurf hat außer den in § 2 der Vorschrift ad M. Z. 49898 ex 1905 bezeichneten Erfordernissen auch die Angabe des Mischungsverhältnisses für den Beton zu enthalten.

2. Das Mischungsverhältnis des Betons ist hinsichtlich des Zements nach Gewichtsmengen, hinsichtlich der anderen Baustoffe nach Raummengen anzugeben.

§ 3. Berechnungsgrundlagen.

1. Für die der Berechnung zugrunde zu legenden Belastungen und Winddrücke gelten die in § 5 der Vorschrift ad M. Z. 49898 ex 1905 getroffenen Bestimmungen.

2. Das Einheitsgewicht von Stampfbeton ist mit mindestens 2,2 t für 1 m^3, jenes von Beton-Eisen mit 2,4 t für 1 m^3 anzunehmen, insofern nicht ein gesonderter Nachweis mit Rücksicht auf die Ausmaße der Eiseneinlagen geliefert wird.

3. Die Wärmeschwankungen sind für Temperaturgrenzen von -20 bis $+30°$ C. unter Annahme eines linearen Ausdehnungskoeffizienten für Beton gleich 0,0000135 für 1° C. zu berücksichtigen.

§ 4. Statische Berechnung.

1. Als rechnungsmäßige Stützweite ist bei frei aufliegenden Tragwerken die Entfernung von Mitte zu Mitte der Auflagerlängen, bei durchlaufenden Tragwerken von Mitte zu Mitte der Stützen bezw. von Mitte der Stütze bis Mitte der Auflagerlänge anzunehmen.

2. Bei der Ermittlung der äußeren Kräfte und Angriffsmomente darf an einer Stütze nur jenes Maß der Einspannung angenommen werden, welches durch geeignete bauliche Anordnungen tatsächlich und ohne Überschreitung der festgesetzten zulässigen Spannungen der in Betracht kommenden Bauteile erzielt wird.

3. Tragwerke, welche über mehrere Felder durchgehen, sind nach den Regeln für durchlaufende Träger unter Berücksichtigung der jeweils ungünstigsten Laststellung zu berechnen, wobei die rechnerische Annahme des Zusammenhangs nicht über mehr als drei Felder ausgedehnt werden darf.

4. Bei durchlaufenden Tragwerken, welche auf elastisch nachgiebigen, mit dem Tragwerk fest verbundenen Stützen aufruhen, ist die Formänderung der letzteren infolge der Wirkung der äußeren Kräfte zu berücksichtigen.

5. Ringsum aufliegende, mit sich kreuzenden, gleich starken Eiseneinlagen versehene Platten rechteckiger Form mit den Seitenlängen a und b dürfen, wenn die eine Seitenlänge b nicht mehr als das $1^1/_2$fache der anderen Seitenlänge a beträgt, nach den bei der gleichen Belastung und freier Auflagerung für die Stützweite a geltenden Momenten, vermindert im Verhältnis von $b^4 : (a^4 + b^4)$, berechnet werden.

6. Die statische Untersuchung hat sich auch auf die Pfeiler, Widerlager und Fundamente unter Berücksichtigung eines allfällig wirkenden hydrostatischen Auftriebs- sowie auf den Nachweis der Bodenpressungen zu erstrecken.

7. Die statische Berechnung der inneren Spannungen in Tragwerken aus Beton-Eisen ist nach folgenden Annahmen und Regeln durchzuführen:

a) Ursprünglich ebene Querschnitte bleiben bei einer Formänderung des Körpers eben;
b) die Formänderungszahl (Elastizitätsmodul) des Betons für Druck ist mit 140000 kg auf 1 cm², gleich dem 15. Teil von jener des Eisens für Zug und Druck (2100000 kg auf 1 cm²), anzunehmen;
c) die größten Spannungen des Betons auf Druck und des Eisens auf Zug sind unter der Voraussetzung zu ermitteln, daß der Beton keine Normalzugspannungen aufnehme;
d) bei den auf Biegung beanspruchten Tragwerken sind auch die größten Spannungen des Betons auf Zug, und zwar unter der Annahme einer Formänderungszahl des Betons für Zug von 56000 kg auf 1 cm², gleich dem 0,4fachen Betrage von jener des Betons für Druck (Absatz 7b) nachzuweisen;
e) bei der Berechnung elastischer Formänderungen und der äußeren Kräfte statisch unbestimmter Tragwerke ist die aus dem vollen Betonquerschnitt und aus der 15fachen Fläche der Längseisen gebildete ideelle Querschnittsfläche sowie eine für Druck und Zug im Beton gleich große Formänderungszahl gemäß Absatz 7b in Rechnung zu stellen;
f) die Größtwerte der Schub- und Haft- sowie der Hauptzugspannungen sind unter der in Absatz 7c bestimmten Annahme zu ermitteln.

8. Die statische Berechnung der inneren Spannungen in Tragwerken aus Stampfbeton hat, wie für homogene Körper, unter Annahme einer Formänderungszahl des Betons für Druck und Zug gemäß Absatz 7e zu erfolgen.

9. Bei Druckgliedern muß auf den erforderlichen Widerstand gegen Knickung Bedacht genommen werden, wenn das Verhältnis der freien Knicklänge L zum betreffenden Trägheitshalbmesser i der nach Absatz 7e zu bestimmenden Querschnittsfläche den Wert $\frac{L}{i} = 20$ überschreitet.

10. Als freie Knicklänge L ist die Länge des Druckgliedes zwischen zwei gegen Ausweichen gesicherten Punkten der Längsachse anzunehmen.

11. In Druckgliedern aus Beton-Eisen sind die Eiseneinlagen auch für sich allein hinsichtlich ihres Widerstandes gegen Knickung zu untersuchen; in allen Fällen sind Querverbände zwischen diesen Eiseneinlagen in Abständen höchstens gleich dem kleinsten, durch den Schwerpunkt des Querschnitts gezogenen Durchmesser des Druckgliedes anzuordnen.

12. Bei Druckgliedern sind allfällig exzentrische Lastangriffe zu berücksichtigen.

13. Der geringste Abstand der Eisenoberfläche von der Oberfläche des Betons sowie die Entfernung der einzelnen Eiseneinlagen voneinander sind nach statischen Rücksichten zu bemessen; ersterer muß mindestens 1 cm betragen.

14. Bügel oder Querverbindungen sind in ausreichender Zahl anzuordnen; ferner sind zur Sicherung des Verbundes zwischen Beton und Eisen die Enden der Eiseneinlagen entsprechend auszubilden, falls nicht schon deren Oberflächengestaltung einer Verschiebung im Beton entgegenwirkt.

15. Bei Tragwerken aus Beton-Eisen ist dem alltällig möglichen Auftreten von Einspannungsmomenten an den Stützen durch entsprechende Anordnung von Eiseneinlagen Rechnung zu tragen.

§ 5. Zulässige Spannungen.

1. Unter Zugrundelegung der im § 3 bestimmten Lastwirkungen und Einflüsse dürfen die größten rechnungsmäßigen Spannungen des Betons und Eisens die in der nachstehenden Tabelle angegebenen Grenzwerte nicht überschreiten.

2. Bei Anwendung anderer als der im Absatz 1 angegebenen Mischungsverhältnisse sind die zulässigen Betonspannungen durch geradlinige Einschaltung nach der betreffenden, auf 1 m³ Gemenge von Sand und Steinmaterial entfallenden Gewichtsmenge von Portlandzement zwischen die bezüglichen, im Absatz 1 genannten Werte zu bestimmen.

3. Mischungsverhältnisse, entsprechend einer geringeren Menge von Portlandzement als 280 kg auf 1 m³ Gemenge von Sand und Steinmaterial, dürfen für Tragwerke aus Beton-Eisen nicht angewendet werden.

4. Ist auf Knickung gemäß § 4 Absatz 9 Rücksicht zu nehmen, so gelten als zulässige Spannungen:

a) bei zentrisch belasteten Druckgliedern die laut Absatz 1 für zentrischen Druck zulässigen Betonspannungen, multipliziert mit der Abminderungszahl

$$\alpha = 1{,}12 - 0{,}006 \frac{L}{i};$$

b) bei exzentrisch belasteten Druckgliedern die laut Absatz 1 für exzentrischen Druck zulässigen Betondruckspannungen, vermindert um die $\frac{1-\alpha}{\alpha}$ fache, einer gedachten zentrischen Belastung entsprechende Druckspannung.

Kommt bei Eiseneinlagen Knickung in Betracht, so sind die laut Tabelle in Absatz 1 zulässigen Druckspannungen s_e auf den Wert s_k nach folgenden Formeln abzumindern:

a) für Längenverhältnisse $\frac{L}{i} = 10$ bis 105:

$$s_k = \left(0{,}816 - 0{,}003 \frac{L}{i}\right) s_e;$$

b) für Längenverhältnisse $\frac{L}{i} > 105$:

$$s_k = 5580 \left(\frac{i}{L}\right)^2 s_e.$$

5. Bei allen Druckgliedern aus Beton-Eisen muß die Fläche der Längseisen in jedem Querschnitte mindestens 0,8 vH. der ganzen Querschnittsfläche betragen; macht die genannte Eisenfläche mehr als 2 vH. dieser ganzen Querschnittsfläche aus, so darf der Mehrbetrag an Fläche der Längseisen über 2 vH. nur mit dem vierten Teile in Rechnung gebracht werden.

Materialgattung und Art der Beanspruchung	Zulässige Spannung in kg/cm²				
	im Falle der Biegung und bei exzentrischem Druck		bei zentrischem Druck	Schub-, Scher- und Haupt-zug-spannung	Haft-spannung
	Druck-spannung	Zug-spannung	Druck-spannung		
I. Beton.					
A. In Tragwerken aus Beton-Eisen bei einem Mischungsverhältnisse: auf 1 m³ Gemenge von Sand und Steinmaterial					
a) 470 kg Portlandzement (Raummisch.-Verh. 1 : 3)	33 + 0,2 *l*	19 + 0,1 *l* bis höchstens 22	25	4	5
b) 350 kg Portlandzement (Raummisch.-Verh. 1 : 4)	29 + 0,2 *l*	18 + 0,1 *l* bis höchstens 21	22	4	5
c) 280 kg Portlandzement (Raummisch.-Verh. 1 : 5)	25 + 0,2 *l*	16,5 + 0,1 *l* bis höchstens 19,5	19	3	4
B. In Tragwerken aus Stampfbeton bei einem Mischungsverhältnisse: auf 1 m³ Gemenge von Sand und Steinmaterial					
a) 470 kg Portlandzement (Raummisch.-Verh. 1 : 3)	33 + 0,2 1	2	20	3	—
b) 350 kg Portlandzement (Raummisch.-Verh. 1 : 4)	29 + 0,2 1	2	18	3	—
c) 280 kg Portlandzement (Raummisch.-Verh. 1 : 5)	25 + 0,2 1	1,5	16	2	—
d) 230 kg Portlandzement (Raummisch.-Verh. 1 : 6)	21 + 0,2 1	1,5	13	1,5	—
e) 160 kg Portlandzement (Raummisch.-Verh. 1 : 9)	13	—	9	—	—
f) 120 kg Portlandzement (Raummisch.-Verh. 1 : 12)	8	—	6	—	—

II. Eisen.	Schweißeisen	Flußeisen
1. Beanspruchung auf Zug oder Druck	750 + 2	800 + 3
bis höchstens	800	900
2. Beanspruchung auf Abscherung, ausgenommen die Niete . .	500	600
3. Beanspruchung der Niete auf Abscherung	600	700
4. Druck auf Nietlochleibung (Nietdurchmesser mal Blechstärke)	1400	1600

	Roheisenguß
5. Beanspruchung der Teile aus Roheisenguß, aus welchem Material jedoch kein Glied der freitragenden Konstruktion bestehen darf:	
a) auf Druck	700
b) auf reinen Zug	200
c) auf Zug im Falle der Biegung	250
	Flußstahl
6. Beanspruchung der Teile aus Flußstahl in Brückenlagern im Falle der Biegung auf Zug oder Druck	1000

In vorstehenden Formeln bedeutet „l“ die Stützweite der Tragwerke in Metern. Für Pfeiler und Säulen ist „l“ als das Mittel aus den Stützweiten der angrenzenden Felder aufzufassen. Bei Quer- und Längsträgern ist für „l“ die Stützweite dieser Träger, bei Konsolen die doppelte Länge derselben anzunehmen.

6. Bei Druckgliedern aus Beton-Eisen, in welchen außer Längseinlagen auch schraubenförmig gewundene, durchlaufende Quereinlagen angeordnet sind („umschnürter Beton“), ist zur Bestimmung der Druckspannung infolge zentrischen Drucks eine ideelle Querschnittsfläche $F_i = F_b + 15 F_e + 30 F_s$ einzuführen, wobei F_b den vollen Betonquerschnitt, F_e die Querschnittsfläche der Längseisen unter Berücksichtigung des vorstehenden Absatzes 5 und F_s die Querschnittsfläche eines gedachten Längseisens bedeutet, dessen Gewicht gleich jenem der schraubenförmigen Quereinlage ist, beide Gewichte auf die Längeneinheit des Druckgliedes bezogen. Macht hierbei die so gebildete ideelle Fläche F_i mehr als 1,4 $(F_b + 15 F_e)$ oder mehr als 1,9 F_b aus, so darf für F_i nur der kleinere dieser beiden Grenzwerte in Rechnung gestellt werden. Bei exzentrischem Lastangriff sind die schraubenförmigen Quereinlagen zur Ermittlung der vom Biegungsmomente herrührenden Spannungen nicht zu berücksichtigen. Die Ganghöhe der Schraubenwindungen darf höchstens $^1/_5$ des kleinsten, durch den Schwerpunkt des Querschnitts gezogenen Durchmessers betragen.

7. Die Belastung exzentrisch beanspruchter Druckglieder darf nicht größer angenommen werden als die bei gedachter zentrischer Kraftwirkung mit der zulässigen Betonspannung für zentrischen Druck gemäß Absatz 1 und 4 sich ergebende Tragkraft desselben Druckgliedes.

8. Bei Anwendung solcher Längseisen, welche schon durch ihre Oberflächengestaltung einer Verschiebung im Beton entgegenwirken, darf die Haftspannung die bezüglichen, in Absatz 1 festgesetzten Werte um 10 vH. überschreiten.

9. Die Spannungen von Stampfbeton oder Beton-Eisen außergewöhnlicher Beschaffenheit oder Herstellungsweise, welche die in der Tabelle in Absatz 1 festgesetzten Werte überschreiten, bedürfen einer besonderen Genehmigung und sind fallweise bei Vorlage des betreffenden Entwurfs zu begründen.

II. Ausführung der Brücken.

§ 6. Beschaffenheit und Prüfung des Zements.

1. Zur Herstellung von Tragwerken aus Stampfbeton oder Beton-Eisen darf nur Portlandzement verwendet werden, das ist ein Zement, der aus natürlichen Kalkmergeln oder künstlichen Mischungen ton- und kalkhaltiger Stoffe durch Brennen bis zur Sinterung und darauffolgende Zerkleinerung bis zur Mehlfeinheit gewonnen wird und auf 1 Gewichtsteil hydraulischer Bestandteile mindestens 1,7 Gewichtsteile Kalkerde (CaO) enthält. Die Verwendung anderer Zemente unterliegt einer fallweisen besonderen Genehmigung.

2. Der Gehalt des Zements an Magnesia (MgO) darf nicht mehr als 5 vH. betragen.

3. Der Zement muß sowohl an der Luft, als auch unter Wasser raumbeständig und langsam bindend sein. Als langsam bindend gilt ein Zement, wenn ein aus demselben mit 25 bis 30 vH. Wasserzusatz hergestellter Zementbrei nicht vor 30 Minuten nach dem Anmachen zu erhärten beginnt und mindestens $3^1/_2$ Stunden zur Abbindung benötigt.

4. Der Zement muß so fein gemahlen sein, daß die Rückstände beim Sieben durch ein Sieb von 4900 Maschen auf 1 cm² und 0,05 mm Drahtstärke 30 vH. und von 900 Maschen auf 1 cm² und 0,1 mm Drahtstärke 5 vH. nicht überschreiten.

5. Die Bindekraft des Zements ist durch Prüfung der Festigkeitsverhältnisse an einer Mischung mit Sand zu ermitteln. Als normale Mischung gilt das Gemenge von 1 Gewichtsteil Zement mit 3 Gewichtsteilen Normalsand.

6. Als Normalsand gilt ein in der Natur vorkommender, gewaschener, reiner Quarzsand, dessen Korngröße dadurch bestimmt ist, daß das kleinste Korn nicht mehr durch ein Sieb von 144 Maschen auf 1 cm² und 0,3 mm Drahtstärke und dessen größtes Korn noch durch ein Sieb von 64 Maschen auf 1 cm² und 0,4 mm Drahtstärke durchgeht.

7. In dieser Mörtelmischung muß der Zement nach einer Erhärtungsdauer von 7 Tagen mindestens 12 kg Zugfestigkeit und nach einer solchen von 28 Tagen mindestens 180 kg Druckfestigkeit und 18 kg Zugfestigkeit auf 1 cm² aufweisen.

8. Die Proben auf Zugfestigkeit sind an Probekörpern von 5 cm² Querschnitt, jene auf Druckfestigkeit an Würfeln von 50 cm² Querschnitt vorzunehmen; sämtliche Probekörper sind während der ersten 24 Stunden nach ihrer Anfertigung an der Luft, geschützt vor rascher Austrocknung, und hierauf bis zur Vornahme der Probe unter Wasser von + 15 bis 18° C. aufzubewahren.

9. Den kompetenten Kontrollorganen bleibt das Recht gewahrt, jederzeit bei der Erzeugung, Verpackung und Absendung des Zements sowie bei dessen Verarbeitung zu den Proben und der Durchführung der letzteren gegenwärtig zu sein und in beliebiger Weise die erforderlichen Mengen Zement behufs Erprobung zu entnehmen.

10. Die Prüfung des Zements ist in der Regel am Erzeugungsorte durchzuführen; sie kann jedoch auch ganz oder teilweise in einer amtlichen Prüfungsanstalt vorgenommen werden.

11. In der Regel ist von je 100 und bis 100 m/Ztr. Zement mindestens eine Erprobung auf Raumbeständigkeit, Mahlfeinheit, Erhärtungsbeginn und Abbindezeit, ferner von je 200 und bis 200 m/Ztr. Zement mindestens eine Erprobung auf Zug- und Druckfestigkeit anzustellen.

12. Der Zement ist in der entsprechend zu kennzeichnenden Ursprungsverpackung an die Baustelle zu liefern.

§ 7. Beschaffenheit des Sandes und Steinmaterials.

1. Der zur Betonbereitung dienende Sand muß rein, scharfkörnig, von ungleicher Korngröße und frei von lehmigen, tonigen oder erdigen Bestandteilen oder sonstigen Verunreinigungen, ferner so beschaffen sein, daß er durch ein Sieb von 7 mm lichter Maschenweite durchgeht und auf einem Siebe von 900 Maschen auf 1 cm² und 0,1 mm Drahtstärke mindestens 95 vH. Rückstand ergibt.

2. Das Steinmaterial (Kies, Rundschotter oder Steinschlag) muß von ungleicher Korngröße, rein, wetterbeständig und von solcher Beschaffenheit sein, daß die Druckfestigkeit desselben mindestens 300 kg auf 1 cm² und die Wasseraufnahme nicht mehr als 10 vH. des Gewichts beträgt; die letztgenannten Eigenschaften sind erforderlichenfalls durch entsprechende Proben festzustellen.

3. Die Korngröße des Steinmaterials ist für Tragwerke aus Stampfbeton so zu bemessen, daß die größten Stücke in jeder Lage durch eine quadratische Öffnung von 6 cm Weite durchgehen und die kleinsten auf einem Siebe von 7 mm lichter Maschenweite liegen bleiben.

4. Für Tragwerke aus Beton-Eisen muß die Korngröße des Steinmaterials kleiner als der Raum zwischen den Eiseneinlagen unter sich oder zwischen diesen und der nächstliegenden Außenfläche der Tragwerke sein; in jedem Falle müssen die größten

Stücke in jeder Lage durch ein Gitter von 30 mm lichter Maschenweite durchgehen und die kleinsten auf einem Siebe von 7 mm lichter Maschenweite liegen bleiben.

5. Die Korngrößen des Sandes und Steinmaterials sind mittels einzelner Sieb- und Wurfproben zu ermitteln.

6. Das bei Tragwerken aus Stampfbeton anzuwendende Mischungsverhältnis zwischen Sand und Steinmaterial ist in Hinsicht auf die Erzielung eines möglichst gleichförmig dichten Gemenges jeweils durch Betonproben zu bestimmen.

7. Der im Beton enthaltene Mörtel muß bei Tragwerken aus Betoneisen mindestens das Raummischungsverhältnis 1 : 3 zwischen Zement und Sand aufweisen.

8. Die Zulässigkeit eines vorhandenen natürlichen Gemenges von Sand und Steinmaterial zur Betonbereitung ist im Sinne der Absätze 1 bis 7 zu prüfen.

9. Bei Bauwerksteilen aus Stampfbeton mit verhältnismäßig großen Querschnittsabmessungen (Widerlager, Fundamente usw.) können bis zu 20 vH. des Steinmaterials aus Steinen von größeren als den in Absatz 3 bestimmten Abmessungen, und zwar bis 20 cm Kantenlänge oder Durchmesser bestehen; die Verwendung solcher Steineinlagen bedarf jedoch einer fallweisen besonderen Genehmigung.

§ 8. Beschaffenheit, Erprobung und Bearbeitung des Eisens und Stahls.

1. Die in der „Vorschrift über die Herstellung der Straßenbrücken mit eisernen oder hölzernen Tragwerken“ ad M. Z. 49898 ex 1905 enthaltenen Bestimmungen über die Beschaffenheit und Erprobung des Eisens und Stahls haben vollinhaltlich, jene über die Bearbeitung, Zusammensetzung und Aufstellung von Eisentragwerken sinngemäß auf die Eisenbestandteile von Tragwerken aus Beton-Eisen Anwendung zu finden.

2. Eisenteile, welche nach dem Entwurfe aus einem Stück bestehen sollen, dürfen weder durch Zusammenschweißen, noch durch Zusammennieten oder durch anderweitige Verbindung mehrerer Stücke gebildet werden.

3. Sind Stöße einzelner Teile wegen großer Länge der Stücke unvermeidlich, dann sind die zu stoßenden Teile in geeigneter Weise derart miteinander zu verbinden, daß die Eisenspannung an der Stoßstelle die in § 5 festgesetzten Werte nicht übersteigt. Schweißungen müssen mit aller Sorgfalt, ohne Überhitzung, ausgeführt und dürfen in der Regel nur an solchen Stellen angeordnet werden, an welchen das betreffende Stück im Tragwerke nicht voll beansprucht wird.

4. Eisenteile, welche ganz in Beton eingehüllt werden sollen, sind mit der Walzhaut zu belassen und müssen vor der Einbetonierung mit geeigneten Mitteln sorgfältig von Schmutz, Fett, Anstrich und grobem oder losem Rost befreit werden.

5. Genietete oder verschraubte Tragwerksteile aus Eisen oder Stahl sind nach der Fertigstellung in der Werkstätte und nach der im Sinne von Absatz 4 erfolgten Reinigung mit dünnflüssigem Zementmörtel anzustreichen.

6. Teile aus Eisen oder Stahl, welche im Bauwerk nicht durchgehend von Beton eingehüllt werden, sind an den freibleibenden Stellen mit Anstrichen gemäß der in Absatz 1 genannten Vorschrift zu versehen.

§ 9. Bereitung, Beschaffenheit und Prüfung des Betons.

1. Der Zement ist bei der Bereitung des Betons in der Regel nach Gewichtseinheiten zu mischen. Die Zumessung kann auch mit Hohlmaßen erfolgen, wobei der Zement lose, ohne Fall einzuschütten ist, die Gefäße vollzufüllen und glatt abzustreichen sind und zur Umrechnung von Gewichtsmengen auf Raummengen das Gewicht von

1 m^3 Portlandzement mit 1400 kg anzunehmen ist; für andere Zemente ist das entsprechende Einheitsgewicht durch Abwägen zu ermitteln.

2. Das zur Betonbereitung zu benutzende Wasser muß rein sein und darf keine die Erhärtung des Betons beeinträchtigenden Bestandteile enthalten. Moorwasser darf nicht verwendet werden.

3. Zu Tragwerken aus Stampfbeton ist sogenannter erdfeuchter oder auch weicher (plastischer), zu Tragwerken aus Beton-Eisen nur weicher (plastischer) Beton zu verwenden.

4. Der Wasserzusatz ist bei erdfeuchtem Beton so zu bemessen, daß sich die Masse mit der Hand gerade noch ballen läßt und dabei auf der Haut Feuchtigkeit zurückläßt. Bei der Herstellung von weichem (plastischem) Beton ist so viel Wasser zu verwenden, daß der Beton noch gestampft werden kann, dabei aber weich wird; unter der Wirkung der Schwere darf sich der Mörtel vom Steinmaterial nicht loslösen.

5. Die Mischung der Bestandteile soll in der Regel maschinell erfolgen; Handmischung kann ausnahmsweise zugelassen werden, jedoch ist alsdann die Zementmenge um 5 vH. zu vergrößern.

6. Die Mischung ist zunächst in trockenem Zustande vorzunehmen und dann unter allmählicher Wasserbeigabe so lange fortzusetzen, bis alles im Beton enthaltene Steinmaterial gleichmäßig in der Masse verteilt und an allen Stellen von Zementmörtel umhüllt ist.

7. Der Beton darf nur in solchen Mengen bereitet werden, als für die unmittelbar darauf folgende Verwendung erforderlich ist.

8. Der Beton muß nach sechswöchiger Erhärtung an der Luft mindestens folgende Werte der Druckfestigkeit, und zwar senkrecht zur Stampfrichtung aufweisen:

Gattung des Stampfbetons	Geforderte Druckfestigkeit in kg/cm^2
Bei einem Mischungsverhältnisse:	
Auf 1 m^3 Gemenge von Sand und Steinmaterial	
a) 470 kg Portlandzement (Raummischungsverhältnis 1 : 3) . .	170
b) 350 kg Portlandzement (Raummischungsverhältnis 1 : 4) . .	150
c) 280 kg Portlandzement (Raummischungsverhältnis 1 : 5) . .	130
d) 230 kg Portlandzement (Raummischungsverhältnis 1 : 6) . .	110
e) 160 kg Portlandzement (Raummischungsverhältnis 1 : 9) . .	75
f) 120 kg Portlandzement (Raummischungsverhältnis 1 : 12) . .	50

9. Bei Anwendung anderer als der im Absatz 8 angegebenen Mischungsverhältnisse ist die geforderte Druckfestigkeit durch geradlinige Einschaltung nach der betreffenden, auf 1 m^3 Gemenge von Sand und Steinmaterial entfallenden Gewichtsmenge von Portlandzement zwischen die bezüglichen, im Absatz 8 genannten Werte zu bestimmen.

10. Behufs Prüfung des Betons hinsichtlich der geforderten Druckfestigkeit sind bei Raummischungsverhältnissen von 1 : 3 bis 1 : 5 in der Regel, bei anderen Mischungsverhältnissen über Verlangen Probekörper in Würfelform von 20 cm Seitenlänge anzufertigen und einer amtlichen Prüfungsstelle zur Erprobung zu überweisen oder an der Baustelle mittels einer geeigneten Presse zu prüfen.

11. Die Anfertigung der Probekörper hat mit den gleichen Baustoffen, demselben Mischungsverhältnisse und unter genau gleicher Art der Stampfung wie jene des Betons für das Tragwerk in zerlegbaren, eisernen Formen zu erfolgen.

12. Die Probekörper sind mit der Benennung des Bauwerks, der Angabe des Mischungsverhältnisses, der Anfertigungszeit und der Stampfrichtung sowie mit einer entsprechenden Bezeichnung zu versehen und bis zur Erprobung in einem vor Frost, Hitze und Wind geschützten Raume unter erdfeuchtem Sande aufzubewahren.

13. Von je 100 und bis 100 m^3 Betonmasse eines Mischungsverhältnisses sind in der Regel sechs Probekörper zu prüfen, und gilt als Druckfestigkeit das arithmetische Mittel der bezüglichen Werte, wobei jedoch keiner der letzteren den in Absatz 8 vorgeschriebenen Wert um mehr als 20 vH. unterschreiten darf.

§ 10. Ausführung der Tragwerke.

1. Die Ausführung von Tragwerken aus Stampfbeton oder Beton-Eisen darf nur durch geschulte Arbeiter und unter beständiger Aufsicht von Personen geschehen, die nachweisbar mit dieser Bauweise gründlich vertraut sind.

2. Die Schalungen und Rüstungen müssen so angeordnet und so stark sein, daß sie die schichtenweise Einbringung und Stampfung des Betons gestatten, hinreichenden Widerstand gegen Durchbiegungen beim Stampfen leisten und ohne Erschütterungen entfernt werden können.

3. Bei der Herstellung der Schalungen und Rüstungen ist auf eine entsprechende Überhöhung derselben zum Ausgleiche der unter der Betonlast eintretenden Einsenkungen Bedacht zu nehmen.

4. Erdfeuchter Beton ist in Schichten von höchstens 15 cm Dicke, weicher Beton in Schichten von höchstens 20 cm Dicke einzubringen, welche je für sich in einem dem jeweiligen Wasserzusatze entsprechenden Maße zu stampfen sind. Der Beton darf zum Verwendungsorte nur bis zu einer Tiefe von 2 m geworfen und muß bei größerer Tiefen mittels Rinnen oder Gefäße eingebracht werden.

5. Bei Tragwerken aus Beton-Eisen sind die Eisenteile in der planmäßigen Lage einzubringen und in dieser so zu befestigen, daß sie beim Stampfen ihren Ort und ihre Form nicht verändern können; alle Eisenteile müssen dicht mit dem Mörtel des Betons umkleidet werden.

6. Tragwerke oder selbständige Tragwerksteile sind im allgemeinen in einem Zuge, das heißt ohne Unterbrechung zu betonieren; in Ausnahmsfällen darf mit der Betonierung nur an solchen Stellen ausgesetzt werden, an welchen der Beton nicht die volle zulässige Spannung erfährt.

7. Beim Aufbringen neuer Betonschichten auf frühere, noch nicht erhärtete sind letztere anzunässen; beim Weiterbetonieren auf bereits abgebundene Lagen sind diese aufzurauhen, abzukehren und mit dünnflüssigem Zementmörtel im Raummischungsverhältnisse von 1 : 1 oder mit Zementmilch anzunässen.

8. Bei Temperaturen unter 0 ° C. darf nur dann betoniert werden, wenn durch entsprechende Vorkehrungen eine schädliche Einwirkung des Frostes ausgeschlossen ist; gefrorener Beton darf keinesfalls verwendet werden.

9. Die Tragwerke sind nach vollendeter Betonierung bis zur genügenden Erhärtung entsprechend feucht zu halten und vor Erschütterungen, Beschädigungen und vor der Einwirkung des Frostes zu schützen.

10. Die unterstützenden Gerüste dürfen erst nach einer genügende Tragfähigkeit verbürgenden Erhärtung des Betons, in der Regel nicht früher als sechs Wochen nach Beendigung des Einstampfens, seitliche Schalungen, denen keine statische Wirkung zukommt, können in vier Tagen nach demselben Zeitpunkte entfernt werden.

11. Beim Wegnehmen von Schalungen und Rüstungen sind Erschütterungen der Tragwerke zu vermeiden.

12. Ist während der Erhärtungsdauer des Betons Frost eingetreten, so sind die in Absatz 10 genannten Fristen mindestens um die Dauer der Frostzeiten zu verlängern.

13. Vor Ablauf von sechs Wochen nach Beendigung des Einstampfens bezw. der nach Absatz 12 zu bemessenden Frist dürfen die Tragwerke nicht durch irgendwelche nennenswerten Belastungen beansprucht werden.

14. Die fertigen Tragwerke sind in ihren wesentlichen Teilen in geeigneter Weise vor dem Eindringen von Niederschlagwasser zu schützen.

15. Die Verwendung von Tragwerksteilen aus Beton-Eisen, wie Balken, Platten, Säulen usw., welche auf gesonderten Werkplätzen erzeugt und in fertigem Zustande auf die Baustelle gebracht werden, bedarf in jedem einzelnen Falle einer besonderen Genehmigung.

16. Vor der Verwendung der in Absatz 15 genannten Tragwerksteile sind Bruchproben durchzuführen, wobei von je 100 dieser Teile 3 Stück auszuwählen und mit allmählich gesteigerter Last bis zum Bruche zu belasten sind. Die auf den Tragwerksteil aufgebrachte, den Bruch erzeugende Last (Bruchlast) muß mindestens die vierfache Summe der in der statischen Berechnung (§§ 3 und 4) angegebenen bleibenden Last und Verkehrslast weniger dem betreffenden einfachen Eigengewichte des Tragwerksteils betragen.

III. Prüfung der Brücken.

§ 11. Prüfung und Erprobung neu hergestellter Brücken.

1. Die fertiggestellten Brücken sind behufs endgültiger Beurteilung ihrer Eignung für den Verkehr vor Übergabe an denselben einer kommissionellen Prüfung zu unterziehen und haben hierauf die bezüglichen Festsetzungen der „Vorschrift über die Herstellung der Straßenbrücken mit eisernen oder hölzernen Tragwerken" ad M. Z. 49898 ex 1905 mit Ausnahme der Bestimmungen über die Größe der Durchbiegung der Tragwerke sinngemäß Anwendung zu finden.

2. Belastungsproben dürfen nicht vor Ablauf von acht Wochen nach Beendigung des Einstampfens bezw. einer gemäß § 10 Absatz 12 zu bemessenden längeren Frist als acht Wochen vorgenommen werden.

3. Werden bei der Erprobung einer Brücke Trennungen an Verbindungsstellen, ein Ausweichen gedrückter Teile, Risse in Tragwerksteilen oder sonstige bedenkliche Erscheinungen wahrgenommen, so ist nach vorausgegangener Instandsetzung der Brücke neuerlich eine Erprobung durchzuführen.

Hierbei darf weder eine bleibende Formänderung des Tragwerks oder einzelner Teile, ein Fortschreiten von Rißbildungen oder eine Vergrößerung der bleibenden Durchbiegung eintreten; im Gegenfalle ist die Brücke für den öffentlichen Verkehr als ungeeignet zu erklären.

§ 12. Überprüfung bestehender Brücken.

1. Sämtliche vor dem Erlasse dieser Vorschrift erbauten Straßenbrücken mit Tragwerken aus Stampfbeton oder Beton-Eisen sind unter Zugrundelegung der tatsächlich vorkommenden ungünstigsten Verkehrsbelastung sowie der sonstigen in § 3 angegebenen Belastungen und Einflüsse (Winddruck, Wärmeschwankungen usw.) rechnungsmäßig zu überprüfen.

2. Sollten bereits Berechnungen der Brückentragwerke mit ungünstigeren als den vorbezeichneten Belastungen vorhanden sein, und erscheint hiernach festgestellt, daß die Tragwerke immer noch den Bestimmungen des folgenden Absatzes 3 entsprechen, so kann die neuerliche rechnungsmäßige Überprüfung entfallen. Die tatsächlich un-

günstigere Einwirkung der in den vorhandenen Berechnungen angenommenen Belastungen gegenüber den wirklich auftretenden Belastungen ist jedoch von Fall zu Fall nachzuweisen.

3. Bei bestehenden Straßenbrücken mit Tragwerken aus Stampfbeton oder Beton-Eisen sollen die größten Spannungen, welche unter Zugrundelegung der in Absatz 1 bezeichneten Belastungen eintreten, die in § 5 festgesetzten Werte nicht um mehr als 15 vH. überschreiten.

4. Wenn die laut Absatz 1 angeordnete Festigkeitsberechnung Überschreitungen der in § 5 festgesetzten zulässigen Spannungen um mehr als 15 vH. ergeben sollte, so ist dem Ministerium des Innern unter Bekanntgabe der auf Grund allfälliger Proben erhobenen Materialbeschaffenheit unter Stellung geeigneter Anträge zu berichten.

IV. Schlußbestimmungen.

§ 13. Brücken für Straßen- und Eisenbahnverkehr.

1. Neu zu erbauende Straßenbrücken, welche sowohl dem Straßen- als auch dem Eisenbahnverkehr dienen sollen, unterliegen nicht nur den Bestimmungen dieser Vorschrift, sondern auch der Genehmigung des k. k. Eisenbahnministeriums.

2. Wenn eine bestehende Straßenbrücke für Bahnzwecke mitbenutzt werden soll und aus diesem Grunde einer Umgestaltung bedarf, so hat diese im Sinne der §§ 3, 4, 5 und 12 dieser Vorschrift sowie nach Weisungen des k. k. Eisenbahnministeriums zu erfolgen.

§ 14. Verkehrsbeschränkungen.

Ohne Genehmigung der betreffenden Landesstelle dürfen die im Sinne dieser Vorschrift hergestellten Brücken mit Fahrzeugen nicht befahren werden, welche dieselben nachteiliger beeinflussen, als nach § 5 gestattet ist; ebenso dürfen die vor Erlassung dieser Vorschrift erbauten Brücken ohne eine solche besondere Genehmigung mit Fahrzeugen nicht befahren werden, welche dieselben ungünstiger beeinflussen, als nach § 12 zulässig ist.

VI. Besondere Bestimmungen für die Berechnung und Ausführung von Beton-Eisen-Tragwerken für offene Durchlässe im Zuge von Eisenbahnlinien (Vollspurbahnen) von 1903.

Die Berechnung und Ausführung von Beton-Eisen-Tragwerken hat nach den betreffenden Angaben der Typenblätter Nr. $\frac{21}{u}$ E. B. D. und $\frac{22}{u}$ E. B. D., weiter nach der Brückenverordnung vom 28. August 1904, R. G. Bl. Nr. 97, und ferner nach folgenden besonderen Bestimmungen zu erfolgen.

A. Berechnung.

1. Als Grundlage für den Nachweis des Eigengewichts und der bleibenden Belastung sowie für die Berechnung des Biegungsmomentes, herrührend vom Eigengewichte der Konstruktion und der bleibenden Belastung, haben für die einzelnen Baumaterialien folgende Einheitsgewichte für je 1 m³ zu gelten, und zwar bei

Beton mit Eiseneinlagen	2400 kg
Beton ohne Eiseneinlagen	2200 „
Lehm (Überschüttung)	1800 „
Sand	1600 kg
Schotter (Schotterbett)	1900 „
Abdeckung (Isolierung)	1200 „
Holz (Schwelle)	900 „
Gleise (im Durchschnitt) für das laufende Meter	60 „

2. Als Verkehrslast ist bei Vollspurbahnen (ob Belastungsnorm I oder II) der Belastungszug nach Abb. 1 einzuführen, wobei stets die ungünstigste Laststellung in Betracht zu ziehen kommt. In den Fällen, wo das größte Biegungsmoment bereits durch die Belastung mit bloß einer Achse erreicht wird, ist dieser Achsdruck auf 20 t zu erhöhen.

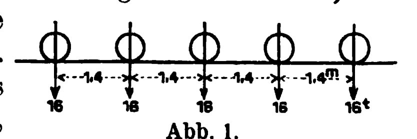


Abb. 1.

3. Die Biegungsmomente von der Verkehrslast sind ohne Rücksicht auf das vorhandene Schotterbett und auf eine etwaige Überschüttung in der Gesamthöhe von höchstens 50 cm so zu berechnen, als wenn die Einzellasten unmittelbar auf dem Tragwerke aufliegen würden; als Stützweite ist die Lichtweite des Objektes mehr der einseitigen Auflagertiefe einzuführen. Für die Berechnung der Scherspannungen ist jedoch eine Lastverteilung nach Punkt 4 anzunehmen.

4. Hinsichtlich der Lastverteilung (Verkehrslast) auf die Konstruktion senkrecht zur Achse des Bauwerks ist anzunehmen, daß der Raddruck die Schwelle in einer Breite von mindestens 0,1 m belastet und von den Grenzen dieses Bereichs aus unter einem Winkel von 45° durch (Schwelle, Schotter und sonstige Überschüttung hindurch) bis zur Oberfläche des Tragwerks sich ausbreitet.

Unter dieser Annahme ist die Verteilung der Balken bei Balkendecken vorzunehmen oder der Bereich der größten Belastung bei einfachen Decken oder Platten zu bestimmen (Abb. 2), und hat die Eisenbetonkonstruktion innerhalb dieses Belastungsstreifens dem größten Biegungsmomente, hervorgerufen durch die Einflüsse der Verkehrslast mehr dem Eigengewichte und der bleibenden Belastung, Widerstand zu leisten. Bei Balkendecken ist die Platte, welche je zwei Balken miteinander verbindet, mindestens als teilweise eingespannt anzusehen und zu berechnen, wobei eine gleichmäßig verteilte Belastung angenommen werden kann. Das Tragwerk selbst ist als frei aufliegend zu betrachten und demgemäß zu berechnen.

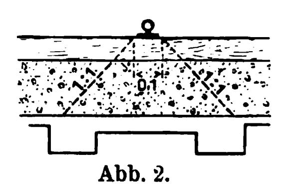


Abb. 2.

5. Bei Berechnung der Abmessungen der einzelnen Teile ist im allgemeinen der Grundsatz festzuhalten, daß die Druckkräfte vom Beton allein und die Zugkräfte vom Eisen allein zu übernehmen sind; dabei ist weiter anzunehmen, daß in ein und demselben Querschnitte die Druckkräfte den Zugkräften das Gleichgewicht zu halten haben. Hat das Eisen auch Druck aufzunehmen, so kann es mit dem 15fachen Querschnitt in Rechnung gezogen werden.

6. Bei Berechnung der Scherspannungen im Eisen sind die Querschnittsflächen aller Einlagen zu berücksichtigen, welche in dem im betreffenden Punkte unter 45° geführten Schnitte liegen.

7. Als zulässige Spannungen in kg für je 1 cm² Querschnitt können für die einzelnen Materialien angenommen werden, und zwar bei

Martinflußeisen . . $750 + 4L$ für alle Lichtweiten und reinen „Zug“ ($L =$ Lichtweite in m),
„ . . 600 für alle Lichtweiten bei „Abscherung“,
Beton . . . . . 35 bis 2 m Lichtweite } und Druck,
„ . . . . . 30 über 2 m Lichtweite } und Druck,
„ . . . . . 4,5 für alle Lichtweiten bei „Abscherung“.

Die Haftfestigkeit (Adhäsion) zwischen Eisen und Beton kann unter Berücksichtigung der Wirkung der aufgebogenen Zugeisen mit 4,5 kg für 1 cm² Eisenoberfläche in Rechnung gestellt werden.

8. Die Berechnung der Beton-Eisen-Tragwerke soll in allen Fällen tunlichst einfach und übersichtlich sein.

B. Ausführung.

1. Für die Beton-Eisen-Tragwerke ist nur beste Sorte Portlandzement zu verwenden. Derselbe soll langsam bindend sein, hat den Normen des österreichischen Ingenieur- und Architektenvereins zu entsprechen und muß die Koch- und Darrprobe anstandslos bestehen. Das spezifische Gewicht des Zements soll über 3 sein. Die Feststellung dieser Eigenschaften des Zements und deren Beglaubigung ist Sache des Lieferanten, und ist der betreffende Nachweis noch vor dem Arbeitsbeginne zu führen, sowie auch das Herkommen des zu verwendenden Zements anzugeben.

2. Sand und Kies sollen rein und frei von allen erdigen Bestandteilen sein. Der Sand muß überdies scharfkörnig sein und auf einem Siebe von 900 Maschen auf 1 cm^2 mindestens 95 vH. Rückstand ergeben. Als Kies oder „Schotter" wird bezeichnet, was bei einem Siebe von 5 mm Maschenweite nicht mehr durchfällt. Die Größe des Kieses in den einzelnen Tragwerkteilen soll nur halb so groß sein als der Zwischenraum zwischen den Eiseneinlagen oder zwischen letzteren und der Verschalung, und darf überdies die Korngröße des Schotters in der Druckzone des Tragwerkes nie mehr als 30 mm betragen.

3. Für die Eiseneinlagen darf nur Martinflußeisen verwendet werden, welches den besonderen Bedingnissen für die Lieferung und Aufstellung eiserner Brücken bei den k. k. Staatsbahnen entspricht, und ist das Eisen vor dessen Verwendung vorschriftsmäßig zu erproben.

4. Das Mischungsverhältnis des Betons soll bei allen Tragwerken und bei allen Weiten bis zur Überschüttungshöhe von 1 m (das Schotterbett mit eingerechnet) wie 1 : 3 sein, d. h. es ist 1 Raumteil Portlandzement (470 kg) zu je $1^1/_2$ Raumteilen Sand und Kies zu nehmen; von 1 m Überschüttungshöhe an kann das Mischungsverhältnis der drei Materialien 1 : 2 : 2 (350 kg Portlandzement) betragen. Bei etwa zur Herstellung kommenden Unterlagsteinen (Auflagerquader) aus Stampfbeton darf das Mischungsverhältnis 1 : 5 (280 kg Portlandzement) und bei Herstellung von aufgehendem, den Wettereinflüssen ausgesetztem Mauerwerk aus Stampfbeton 1 : 8 (175 kg Portlandzement), bei Fundamenten aus Stampfbeton 1 : 10 (140 kg Portlandzement) — unter sonst gleichen Bedingungen wie bei den Beton-Eisen-Tragwerken selbst — betragen. (Die eingeklammerten Zahlen bedeuten die genau einzuhaltenden Gewichte des Portlandzements für je 1 m^3 loses Gemenge von Sand und Schotter.)

5. Die Durcharbeitung der Betonmaterialien soll in der Regel durch geeignete Maschinen erfolgen; bei ausnahmsweise gestatteter Handmischung ist der Zementzusatz um 10 vH. zu erhöhen.

6. Der Beton soll nach 28 Tagen feuchter Luftlagerung und einem Mischungsverhältnisse von 1 : 3 (470 kg Portlandzement) eine geringste Druckfestigkeit von 210 kg/cm^2 bei einer Zugfestigkeit von 25 kg/cm^2 und bei einem Mischungsverhältnisse von 1 : 4 (350 kg Portlandzement) eine geringste Druckfestigkeit von 160 kg/cm^2 bei einer Zugfestigkeit von 18 kg/cm^2 besitzen. Die Feststellung dieser Zahlen und deren Beglaubigung ist Sache des Lieferanten.

7. Der Beton ist nicht erdfeucht, sondern in plastischem Zustande sowie in dünnen Lagen einzubringen, und muß eine vollständig dichte Umschließung der Eiseneinlagen durch den Mörtel des Betons stattfinden.

8. a) Bei den Eiseneinlagen sind Stöße möglichst zu vermeiden; sind letztere jedoch unbedingt nötig, so dürfen sie nicht durch Ineinanderhängen der zu stoßenden

Stücke gebildet werden, sondern es sind die Stöße durch Übergreifenlassen der Eisenteile oder durch kunstgerechtes Zusammenschweißen, wobei die Schweißstelle ebenfalls gedeckt sein muß, zu decken. Als Mindestmaß für die Übergreifung ist bei Rundeisen der 30 fache Durchmesser, bei etwaigen Profileisen die gleiche Länge wie bei Rundeisen von gleichem Querschnitt zu nehmen.

b) Unsaubere, fettige und rostige Eisenstangen dürfen nicht eingelegt werden, sondern es sind selbe vorher gut und gründlich zu reinigen und hat die Reinigung, wenn anders nicht möglich, auf chemischem Wege, durch Abwaschen der Stangen mit verdünnter Schwefelsäure und nachheriges Bestreichen mit Kalkmilch zu erfolgen. Die so gereinigten Eiseneinlagen sind vor dem Verlegen mit nicht allzu dünnflüssigem Zementbrei satt zu überstreichen; dieser Zementüberzug muß jedoch abgebunden haben, bevor die Einlagen eingebettet werden.

c) Bei Kreuzungspunkten vieler Eisen ist dem Beton während des Einstampfens frischer Zementbrei zuzusetzen.

9. Die fertigen Beton-Eisen-Tragwerke sind 8 bis 14 Tage hindurch feucht zu halten oder durch eine feuchte Sandlage zu schützen.

10. Die Einschalungen sind sorgfältig und dauerhaft herzustellen und müssen so stark sein sowie auch so fest verbunden und unterstützt werden, daß eine genaue Herstellung der Bauteile in den beabsichtigten Formen gewährleistet ist; sie müssen auch das Einstampfen des Betons in dünnen Schichten ermöglichen und leicht und gefahrlos unter Belassung der etwa noch notwendigen Stützung entfernt werden können. Die Einschalungen für Tragbalken müssen außerdem eine entsprechende Sprengung erhalten. Die Holzteile, welche mit dem Beton in Berührung kommen, sind glatt zu hobeln und nötigenfalls zu fetten. Offene Fugen dürfen nur insoweit vorkommen, als dies für die Ausdehnung des Holzes beim Befeuchten desselben nötig ist, da eine fugenlose Schalung den Beton während des Abbindens stören würde. Die Weite solcher Fugen beträgt 5 bis 8 mm.

11. Die Freimachung (Ausschalung) der Beton-Eisen-Tragwerke ist von der jeweiligen Witterung, von dem Eigengewichte und der Spannweite der Bauteile abhängig und darf in der Regel erst in vier bis sechs Wochen stattfinden, wobei sehr vorsichtig vorzugehen ist. Die seitliche Schalung von Beton-Eisen-Tragwerken kann schon nach genügender Erhärtung des Betons entfernt werden. Tritt während der Erhärtungsdauer Frost ein, so sind die Ausrüstungsfristen noch um die Dauer der Frostzeit zu verlängern.

12. Seitlich hergestellte Beton-Eisen-Platten sind erst in 28 Tagen nach ihrer Fertigstellung zu verlegen.

13. Beton-Eisen-Platten und Beton-Eisen-Tragwerke überhaupt dürfen erst in sechs Wochen nach ihrer Verlegung bezw. Ausschalung durch Belastung (Eigenlast und Verkehrslast) voll beansprucht werden. Während dieser kann aber die Benutzung der Beton-Eisen-Tragwerke für leichte Lasten, Menschen mit Schubkarren usw. erfolgen; es sind jedoch die Konstruktionen vorher durch Überlegen mit Brettern, Balken u. dergl. entsprechend zu schützen.

14. Die Ausführung von Beton-Eisen-Tragwerken darf nur durch zuverlässige geschulte Arbeiter unter steter Aufsicht von mit der Bauweise betrauten Technikern oder nachweisbar vertrauten und gewissenhaften Vorarbeitern erfolgen.

Der k. k. Sektionschef und Leiter der Eisenbahnbaudirektion
Dr techn. A. Millemoth m. p.

VII. Runderlaß des französischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten, der Posten und Telegraphen betr. Bestimmungen über die Verwendung von Eisenbeton.

Paris, den 20. Oktober 1906.

Angesichts der Entwicklung, die die Verwendung des Eisenbetons bei öffentlichen Bauten genommen hat, wird es erforderlich, den Ingenieuren die allgemeinen Bedingungen bekannt zugeben, mittels deren die aus diesem neuen Baustoff hergestellten Bauwerke denselben Grad von Standfestigkeit erreichen und dem Publikum dieselbe Gewähr für die Sicherheit bieten, wie diejenigen, die aus längst bewährten Baustoffen errichtet werden.

Die Frage hat den Gegenstand langer Beratungen und experimenteller Untersuchungen gebildet, die sich über drei Jahre erstreckt haben, bis ein Bericht erstattet werden konnte, der dem Conseil général des Ponts et Chaussées vorgelegt wurde, und den dieser einem aus Generalinspektoren bestehenden Sonderausschuß überwiesen hat.

Auf Grund des Berichts dieses Ausschusses vom 20. Juli 1906, der in Abschrift diesem Runderlaß beigefügt wird, und nach eingehender Erörterung hat der Conseil général des Ponts et Chaussées den Entwurf von Vorschriften, die auf die Verwendung des Eisenbetons bei den vom Ministerium der öffentlichen Arbeiten abhängigen Bauten maßgebend sein sollen, angenommen.

Entsprechend den Beschlüssen des Conseils habe ich diesen Vorschriften, deren Text sich weiter hinten findet, zugestimmt.

Sie entsprechen dem gegenwärtigen Stande unserer Kenntnisse dieses Gegenstandes, werden aber ohne Zweifel zu ändern sein, wenn die Erfahrungen des Werkplatzes und des Laboratoriums, sowie eine längere Verwendungszeit des Eisenbetons zuverlässigere Grundlagen, als man bislang besitzt, liefern.

Nachfolgende Erläuterungen sollen soweit als erforderlich den Sinn und die Tragweite dieser Bestimmungen genauer darlegen.

I. Grundsätze für die Ausarbeitung der Entwürfe.

A. Belastungen.

Artikel 1, 2, 3. — Von diesen drei Artikeln rechtfertigen sich die beiden ersten von selbst.

Der dritte, der vorschreibt, daß die dort erwähnten Bauwerke nach den größten Belastungen, die sie bei der Verwendung zu tragen haben, berechnet werden sollen, erscheint unnütz, da jedes Bauwerk seiner Bestimmung entsprechend hergestellt und folglich auch berechnet werden muß. Das trifft für Eisenbauten oder andere, die dem Eisenbeton vorangegangen sind, zu. Man berechnet sie nach den wirklichen größten Lasten, denen sie voraussichtlich ausgesetzt werden können, mit einem passenden Sicherheitskoeffizienten, d. h. so, daß unter diesen Lasten die Spannungen nur einen bestimmten Teil derjenigen erreichen, die den Bruch herbeizuführen vermöchten.

Bei Eisenbetonkonstruktionen empfehlen einzelne Fachmänner ein anderes Vorgehen. Es soll darin bestehen, nicht die durch die wirklichen Belastungen hervorgerufenen Spannungen zu ermitteln, sondern zu untersuchen, in welchem Verhältnis diese Belastungen vergrößert gedacht werden müßten, um den Bruch hervorzurufen, und dieser Vergrößerungskoeffizient wäre in diesem Falle der Sicherheitskoeffizient.

Dieses Verfahren mag einen gewissen Vorteil gewähren, bietet aber anscheinend keine genügende Sicherheit, weil ein Bauwerk niemals durch verhältnismäßige Steigerung der Belastung, die es zu tragen hat, zugrunde geht. Die Zerstörung erfolgt durch zufällige Ursachen oder durch innere Mängel, deren allmähliche Entwicklung zum unglücklichen Ende führt.

Unter diesen Umständen erscheint es ausreichend, Eisenbetonbauwerke wie andere auf die wirklichen und ungünstigsten Belastungen, denen sie ausgesetzt werden können, und mit solchen Sicherheitskoeffizienten zu berechnen, daß diese Lasten sie unter keinen Umständen in Gefahr bringen können.

Diese Berechnungen sind unerläßlich. Wenn die Ingenieure es aber nützlich finden, ihnen Berechnungen anzufügen, die sich auf die Annahme der Steigerung der wirklichen Lasten stützen, um sich von den den Bruch herbeiführenden, nur gedachten Lasten Rechenschaft zu geben, bleibt ihnen dies, wie der Nachweis der daraus zu ziehenden Folgerungen unbenommen.

B. Zulässige Beanspruchung.

Artikel 4. — Die auf $^{28}/_{100}$ der Bruchfestigkeit nicht bewehrten Betons nach 90 Tagen festgesetzte Druckbeanspruchung ist beträchtlich höher, als durch ausländische Vorschriften in der Regel zugelassen wird. Die aus diesen letzteren Vorschriften sich ergebenden Zahlen würden eher dazu führen, als zulässige Druckspannung bewehrten Betons ein Viertel der Bruchfestigkeit gleichartigen, aber nicht bewehrten Betons nach 28 Tagen anzunehmen.

Wenn man aber die beiden Regeln für die drei von dem Ausschuß für Eisenbeton untersuchten Eisenbetonsorten vergleicht, kommt man zu folgenden Ergebnissen:

Der Ausschuß hat Beton aus 400 l Sand, 800 l Kies mit Portlandzement, der in der Zusatzmenge zwischen 250 und 600 kg schwankt, untersucht.

Er hat festgestellt, daß man auf folgende Festigkeiten in kg/cm² bei der Zumischung von 300 bezw. 350 und 400 kg rechnen kann.

a) Nach 28 Tagen:

107 kg	120 kg	133 kg

b) Nach 90 Tagen:

160 kg	180 kg	200 kg

Wenn man also als zulässige Beanspruchung $^1/_4$ der Festigkeit (a) annimmt, erhielte man:

27 kg	30 kg	33 kg

Wenn man dagegen nach Artikel 4 der Vorschriften $^{28}/_{100}$ der Festigkeiten (b) annimmt, findet man:

44,8 kg	50,4 kg	56 kg

also Zahlen, die erheblich höher als die vorigen sind. Man sieht also, daß von diesem Standpunkt aus Artikel 4 viel gewagter ist als die ausländischen Vorschriften. Aber diese Vorschriften sind mehr oder weniger veraltet, und es ist wahrscheinlich, daß sie bald ersetzt werden; mit Rücksicht auf vorhandene Ausführungen und die Eigenschaften des Eisenbetons wird man die Vorschriften in demselben Sinne, in dem sie gerade durch Artikel 4 abweichen, ändern.

Die Privatindustrie, die in Frankreich mehr wie anderswo sich nach behördlichen Vorschriften selbst bei Privatbauten richtet, darf aus der Gewagtheit der Vorschrift in Artikel 4 Vorteil ziehen, sie aber anderseits nur unter eigener Verantwortung anwenden.

Die Staatsingenieure sind nicht gehalten, bis zur äußersten Grenze dessen, was die Verordnung zuläßt, zu gehen; sie können sich darunter halten. Sie müssen sich außerdem vor Augen halten, daß die Sicherheit eines Eisenbetonbauwerks, welche Beanspruchungen man in den Berechnungen auch annimmt, nur durch beste Beschaffenheit der verwendeten Stoffe, ihre genaue Mischung und die auf ihre Verwendung gerichtete Sorgfalt gesichert ist. Ihre Aufsicht muß also bei Eisenbeton eine noch viel strengere sein als bei den Bauten, die sie in der Regel ausführen.

Artikel 5. — Es empfiehlt sich, auf die geeignete Anordnung des Eisens nicht bloß als Längsbewehrung, sondern auch in der Quer- und geneigten Richtung besonders Bedacht zu nehmen, damit die Ausbiegung des Betons unter dem Einfluß des Achsialdrucks verhindert wird. Sein Bruchwiderstand vergrößert sich dann in beträchtlichem Maße und nähert sich, wenn die Querbewehrung bis zu einer genügend engen Umschnürung geht, Verhältnissen, die man nicht vermuten konnte, bevor Untersuchungen darüber Aufschluß gaben. Daher läßt sich natürlich auch die zulässige Inanspruchnahme je nach der Masse und der Anordnung der queren oder geneigten Stäbe vergrößern. Es wäre schwierig, in dieser Beziehung eine bestimmte Vorschrift zu geben. Einige Laboratoriums- oder Werkplatzversuche, die vergleichsweise mit Beton ohne und mit Querbewehrung gemacht werden, würden die Vergrößerung des Bruchwiderstandes durch letztere ergeben und so die Möglichkeit bieten, die entsprechende Erhöhung, die man ohne Gefahr für die größte Beanspruchung zulassen kann, zu bestimmen. Jedenfalls kann man nach dem von dem Ausschuß für Eisenbeton angestellten Versuche mangels eines besseren annehmen, daß die Querbewehrung und die Umschnürung den Bruchwiderstand eines Betonprismas vergrößern um den Wert $1 + m' \frac{V'}{V}$, wo V' die Masse der queren oder schiefen Stäbe, m' ein mit dem Wirkungsgrade der Verbindungen zwischen den Längsstäben wechselnder Koeffizient ist. Bestehen diese Verbindungen in Querbügeln, die in der Projektion auf einen Querschnitt des Prismas ein Rechteck bilden, so kann der Koeffizient m' zwischen 8 und 15 schwanken, wobei die untere Grenze den Fall bezeichnet, wo die Entfernung der Querstäbe der geringsten Querabmessung des betrachteten Körpers entspricht, und die obere Grenze den Fall, daß die bezeichnete Entfernung auf höchstens $^1/_3$ dieser Abmessung herabgeht.

Wenn die Querbewehrung in einer Umschnürung mit mehr oder weniger engen Windungen besteht, so kann der Koeffizient m' zwischen 15 und 32 schwanken. Die untere Grenze wäre anzuwenden, wenn die Abstände der Ringe $^2/_5$ der geringsten Querabmessung betragen, und die obere Grenze, wenn diese Abstände erreichen

$^1/_5$ der erwähnten Abmessung für einen Längsdruck von 50 kg/cm²
$^1/_8$ der erwähnten Abmessung für einen Druck von 100 kg/cm².

Vorstehende Angaben unterliegen der wesentlichen, in Artikel 5 ausgesprochenen Einschränkung, daß in jedem Falle, wie der Prozentbetrag des Eisens und wie der Wert des Koeffizienten $1 + \frac{m' V'}{V}$ auch sei, die zuzulassende Spannung nicht über 0,6 der reinen Betondruckfestigkeit, wie diese in Artikel 4 bestimmt ist, hinausgehen darf. Dies Vorgehen hat den Zweck, in jedem Fall eine Spannung zu erhalten, die nicht über die Hälfte des Druckes hinausgeht, der das Aufreißen der Betonoberfläche hervorzurufen beginnt, und der nach den Untersuchungen des Eisenbeton-

ausschusses denjenigen, der die Zerstörung des nicht bewehrten Betons herbeiführt, je nach Umständen um 50 bis 60 vH. überschreitet.

II. Statische Berechnung.

Artikel 9. — Rechtfertigt sich von selbst.

Artikel 10. — Dieser Artikel hat den Zweck, rein empirische Rechnungsverfahren auszuschließen. Die Grundsätze der Festigkeitslehre liefern hier wie bei den gewöhnlichen Konstruktionen zuverlässigere Ergebnisse. Die Erfahrung gestattet innerhalb der Grenzen, in denen sie bislang gewonnen ist, die Annahme, daß die Naviersche Lehre von der ebenen Formänderung der Querschnitte hier auch noch verwendet werden kann.

Verbunden mit dem Grundsatze der Proportionalität der Kräfte und der Formänderungen genügt sie für den Fall der Druckbeanspruchung der Körper. Man braucht nur jeden ungleichartigen Querschnitt durch einen ideellen Querschnitt zu ersetzen, der denselben Inhalt hat wie der wirkliche ungleichartige Querschnitt, wenn man dem Betonquerschnitt eine Dichtigkeit 1 und dem durch die Längsbewehrung gebildeten Querschnittsteile eine gewisse Dichtigkeit n[1]) beilegt. Theoretisch wäre diese Dichtigkeit

$$n = \frac{E_e}{E_b} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (1)$$

(Elastizitätsmodul des Eisens zum Elastizitätsmodul des Betons). Dieser Wert ist innerhalb der durch Artikel 4 gegebenen Spannungsgrenzen ungefähr 10. Er wächst mit der Spannung des Betons und kann sich verdoppeln und verdreifachen im Augenblick des Bruches, wenn dieser durch Zerstörung des Betons erfolgt; er vermindert sich dagegen, wenn der Bruch durch Überanstrengung der Bewehrung vor sich geht.

Diese Tatsache wird genügen, um zu zeigen, wie unsicher die statischen Berechnungen auf der Grundlage der angenommenen Vergrößerung der wirklichen Lasten bis zum Bruche wären, von der oben (Artikel 3) gesprochen wurde.

Jedenfalls beziehen sich die Untersuchungen über den Wert E_b auf den nicht bewehrten Beton. In welchem Maße bleibt der Wert n, der daraus abgeleitet wird, auf bewehrten Beton anwendbar? Das kann von dem Grade der Leichtigkeit abhängen, ihn in allen Teilen zu stampfen, ihn um die Eisenstäbe zu bringen usw.

Daher tut man besser, den Wert n als Erfahrungswert zu betrachten, der in einem Körper mit zusammengesetzter Bewehrung (Längs- und Querbewehrung) nicht genau das Verhältnis der Elastizitätsmaße des Eisens und des Betons, die gesondert untersucht wurden, angeben kann.

Man wird annehmen können, daß der Koeffizient zwischen 8 und 15 wechselt. Die untere Grenze wird anzuwenden sein, wenn die Längsstäbe einen Durchmesser von $^1/_{10}$ der kleinsten Abmessung des Körpers, Bügel oder Querstäbe in Abständen gleich dieser letzteren Abmessung und Endigungen in geringer Entfernung von der freien Oberfläche des Betons besitzen. Die obere Grenze ist anwendbar, wenn der Durchmesser der Längsstäbe nur $^1/_{20}$ der kleinsten Abmessung des Körpers und die Entfernung der Bügel oder Querstäbe $^1/_3$ derselben Abmessung ist.

Die meisten Schriftsteller nehmen für n einen festen Wert an, der häufig zu 15 bemessen wird. Damit schreibt man offenbar in vielen Fällen dem Eisen einen

[1]) Die Querbewehrung kommt hier nicht in Betracht. Ihre wesentliche Bedeutung ist bereits durch die Erhöhung (Artikel 5), die sie der Spannung des Betons beizulegen gestattet, berücksichtigt. Gerade in der Erhöhung des Bruchwiderstandes, die durch ihren Widerstand gegen Querausbiegungen zustande kommt, besteht ihre hauptsächlichste Wirksamkeit.

größeren und dem Beton einen geringeren Teil des Widerstandes zu, als in Wirklichkeit auftritt. Daher kann man üble Folgen erleben, da ja in Wirklichkeit die Druckspannung des Betons größer und der Sicherheitskoeffizient geringer ist als man zulassen wollte.

Läßt man n zwischen höchstens 15 und mindestens 8, je nach der Anordnung der Längs- und Querbewehrung, wechseln, so schließt man sich mehr der Wirklichkeit an und gleicht so zum Teil den ein wenig hohen, durch Artikel 4 gestatteten Spannungswert aus.

Ist der Wert n einmal gewählt, so lassen sich die zu verwendenden Formeln leicht in die bekannte Form bringen, die einem homogenen Baustoff entspricht.

a) Einfacher Druck. — Man betrachtet den gedachten homogenen Querschnitt F als bestimmt durch die Beziehung

$$F = F_b + nF_e \quad \text{. . . . .} \quad (2)$$

wo F_b der Betonquerschnitt und F_e der gesamte Querschnitt der Längsstäbe ist. Da letzterer Wert im Vergleich zu ersterem gering ist, vertauscht man zuweilen F_b mit dem Gesamtquerschnitt $F_b + F_e$.

Ist D der Gesamtdruck, der normal auf den Querschnitt wirkt, so hat man als Druck auf die Flächeneinheit σ_b des Betons und σ_e des Eisens

$$\sigma_b = \frac{D}{F} \text{ und } \sigma_e = n\frac{D}{F} \quad \text{. . . . .} \quad (3)$$

Ist σ_b gegeben, so findet man F und alsdann mit Hilfe von (2) den Gesamteisenquerschnitt F_e oder den Prozentbetrag

$$\frac{F_e}{F_b}.$$

b) Druck mit Biegung. — Ist der Gesamtdruck D nicht gleichmäßig verteilt, so ist außer dem Wert F des ideellen Querschnitts sein Schwerpunkt und sein Trägheitsmoment, bezogen auf die quer zur Biegung gerichtete und durch den Schwerpunkt gehende Achse, durch folgende Formel zu ermitteln

$$FY = F_b Y_b + n\, F_e Y_e \quad \text{. . . . .} \quad (4)$$

$$J = J_b + n\, J_e \quad \text{. . . . .} \quad (5)$$

Die Abb. 1 stellt ein Bild des betrachteten, in bezug auf die Achse $Y'Y$ symmetrisch gedachten Querschnitts dar. Der gesuchte Schwerpunkt des ideellen Querschnitts F sei G, der bekannte der Eiseneinlagen G_e, der gleichfalls bekannte des Betons G_b. Die Lage dieser Punkte ist bestimmt durch ihre Ordinaten $Y = GK$, $Y_e = G_b K$, $Y_e = G_e K$, gemessen von einer beliebig gewählten Achse $x'x$, wobei die Ordinaten nötigenfalls positiv auf einer bestimmten Seite von $x'x$ und negativ von der entgegengesetzten zu nehmen sind.

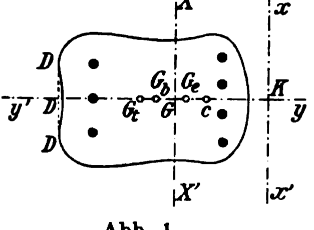


Abb. 1.

Die Formel (2) ergibt F, dann ergibt die Formel (4) die Ordinate Y des Schwerpunktes G von F. Kennt man so die Achse XGX', so kennt man die Trägheitsmomente J_b und J_e der geometrischen Querschnitte des Betons und der Längsstäbe in bezug auf diese Achse, und die Formel (5) ergibt folglich das Trägheitsmoment J des ideellen Querschnitts F in bezug auf diese selbe Achse.

Wir haben oben gesagt, daß man zuweilen den Querschnitt F_b des Betons mit dem Gesamtquerschnitt $F_t = F_b + F_e$ des Körpers vertauscht. Will man das nicht tun, so können die Formeln (2), (4), (5) in einer für die Praxis bequemeren Form

geschrieben werden, wenn man anstatt des Querschnitts F_b des Betons den Gesamtquerschnitt $F_t = F_b + F_e$ und entsprechend anstatt des Schwerpunktes G_b des Betons den Schwerpunkt G_t dieses Gesamtquerschnitts und endlich anstatt des Trägheitsmoments J_b des Betonquerschnitts in bezug auf Achse $X'X$ das Trägheitsmoment J_t des Gesamtquerschnitts in bezug auf eine zu $X'X$ parallele, durch den Schwerpunkt gehende Achse einführt.

Dann gehen die Formeln über in

$$F = F_t + (n-1)\,F_e \quad \ldots \ldots \quad (2')$$

$$F\,Y = F_t\,Y_t + (n-1)\,F_e\,Y_e \quad \ldots \ldots \quad (3')$$

$$J = J_t + F_t\,(Y - Y_t)^2 + (n-1)\,J_e \quad \ldots \ldots \quad (4')$$

Ist jetzt D der Gesamtdruck und M das Biegungsmoment, d. h. die Summe der Momente der äußeren Kräfte, die auf den betrachteten Querschnitt wirken, bezogen auf den Schwerpunkt G des ideellen Querschnitts, so erhält man als Druck auf die Flächeneinheit des Betons σ_b in einem beliebigen Abstand v von der Achse $X'X$

$$\sigma_b = \frac{D}{F} + \frac{M}{J}\,v \quad \ldots \ldots \quad (5)$$

und wenn sich im untersuchten Punkte ein Eisen befände, wäre dessen Druckbeanspruchung

$$\sigma_e = n\,\sigma_b \quad \ldots \ldots \quad (6)$$

In diesen Formeln ist der Abstand v positiv auf der Seite, wo das Biegungsmoment Druck hervorruft, und negativ auf der entgegengesetzten Seite anzusetzen. Wird das Biegungsmoment um die Achse $X'X$ positiv von links nach rechts für einen Beschauer, der in der Richtung $X'X$ mit dem Kopf bei X' und den Füßen bei X steht, gezählt, so müssen die Abstände v positiv für die Punkte des Querschnitts rechts und negativ für die Punkte links von $X'X$ gezählt werden.

Bezeichnet v_b den Abstand der äußersten rechten Faser und $v_{/b}$ den absoluten Wert desselben Abstandes der äußersten linken Faser, so wird die größte Druckspannung des Betons für die Flächeneinheit

$$\sigma_b = \frac{D}{F} + \frac{M}{J}\,v_b \quad \ldots \ldots \quad (7)$$

Die geringste Druckspannung wird

$$\sigma_{/b} = \frac{D}{F} - \frac{M}{J}\,v_{/b} \quad \ldots \ldots \quad (7')$$

Ersetzt man den Index b durch e für die Eiseneinlagen, so sind die größten Druckspannungen in den Eiseneinlagen

$$\sigma_e = n\left[\frac{D}{F} + \frac{M}{J}\,v_e\right] \quad \ldots \ldots \quad (8)$$

$$\sigma_{/e} = n\left[\frac{D}{F} + \frac{M}{J}\,v_{/e}\right] \quad \ldots \ldots \quad (8')$$

Bei diesen Formeln ist ausdrücklich vorausgesetzt, daß überall Druck stattfindet, d. h., daß der Wert $\sigma_{/b}$ und folglich $\sigma_{/e}$ positiv sind. Wäre $\sigma_{/b}$ negativ, so dürfte man sie nicht mehr anwenden, weil die Gesetze der Betonzugfestigkeit wesentlich von denjenigen der Druckfestigkeit abweichen. Man müßte dann vorgehen, wie weiterhin angegeben wird.

Kennt man den Gesamtdruck D nicht nur der Größe, sondern auch der Lage nach, d. h. wenn man die Lage seines Angriffspunktes (Druckmittelpunkt), bestimmt

durch seine Koordinate v_0 in bezug auf die Achse $X'X$, kennt, so erhält man nach der Erklärung

$$M = D\,v_0 \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (9)$$

und wenn man setzt

$$J = F\,r^2 \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (10)$$

wo r der Trägheitsradius des ideellen Querschnitts F in bezug auf die Achse $X'X$ ist, so hat man

$$\sigma_b = \frac{D}{F}\left(1 + \frac{v_0\,v}{r^2}\right) \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (11)$$

Die neutrale Achse findet sich, wenn man den Wert von σ_b gleich Null setzt, d. h. durch

$$1 + \frac{v_0\,v'}{r^2} = 0 \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (12)$$

wenn man v' den Wert von v nennt, der die Lage dieser Achse angibt.

Die Formel (7') wird mit diesen neuen Bezeichnungen

$$\sigma_{Ib} = \frac{D}{F}\left(1 - \frac{v_0\,v_{Ib}}{r^2}\right). \quad \ldots \ldots \ldots \quad (13)$$

Der Vergleich dieser beiden letzten Formeln zeigt, wie es auch sein muß, daß überall nur Druck auftritt, wenn die neutrale Achse außerhalb des Querschnitts liegt; also $-\ v' > v_{Ib}$.

Vorstehendes setzt voraus, daß man für jeden Querschnitt die Werte D und M kennt. Dies wird zutreffen für eine zentrisch (d. h. im Zentrum des ideellen Querschnitts, wo $M = 0$ ist) belastete Säule oder für eine exzentrisch belastete ($M = D\,v_0$). Dies wird auch noch zutreffen bei einer Stützmauer, wo die Drucklinie genau D und v_0 für jeden Querschnitt ergibt.

Wenn die Statik diese Werte z. B. bei einem Brückengewölbe nicht unmittelbar liefert, muß man vorgehen, wie es für den bei weitem häufigsten Fall gezeigt werden wird, daß die Körper gleichzeitig auf Druck und Zug beansprucht werden, der die Anwendung von Bewehrungen geradezu bedingt, und dies führt uns ganz natürlich auf diesen allgemeinen Fall, der in den Artikeln 11 und 12 der Bestimmungen behandelt wird.

Artikel 11. — Dieser Artikel besagt, daß bei Formänderungsberechnungen der Zugwiderstand des Betons zu berücksichtigen ist.

Man kann die Formänderung für sich zu berechnen haben, besonders um die Durchbiegung, die der Bauteil erleidet, zu ermitteln. Aber jedenfalls wird man die Formänderungsformeln nötig haben, um in jedem Querschnitt die Druckkraft D der mittleren Faser (den Ort der Schwerpunkte G der gedachten Querschnitte F), das Biegungsmoment M und die Zugkraft Z zu berechnen, wenn die Statik sie nicht liefert.

Nach der Erklärung sind D und Z die normale und tangentiale Komponente der äußeren Kräfte einschließlich der Stützendrücke auf einer beliebigen Seite des Querschnitts und M ist die Summe der Momente dieser äußeren Kräfte in bezug auf Punkt G.

Wenn das eine Ende des zu untersuchenden Körpers frei ist (Säulen) oder wenn die Statik den Stützendruck liefert (Balken auf zwei Stützen ohne Einspannung), so sind die Kräfte D und Z sowie die Summe M mit voller Bestimmtheit bekannt. Man kann von jeder Formänderungsformel und folglich von jeder Annahme zu ihrer Bestimmung absehen. Artikel 11 kommt für diesen Fall nicht in Betracht.

Bei eingespannten Balken aber, beim Balken über mehreren Feldern oder bei dem auf Zug arbeitenden Gewölbe, dem gewöhnlichen Fall der Eisenbetonbogen, ist Artikel 11 anzuwenden und daher zu erklären.

Die Verwaltung wird die bislang gewöhnlich angewendete, wenn auch ungenaue Voraussetzung machen, daß der auf Zug beanspruchte Beton denselben Elastizitätskoeffizienten besitzt wie der auf Druck beanspruchte.

Macht man diese Voraussetzung, so verallgemeinern sich die oben, jedoch mit der wesentlichen Einschränkung, daß nur Druckbeanspruchung vorliegt, entwickelten Formeln

Doch ist leicht ersichtlich, daß diese Formeln infolge der Mitwirkung der Elemente des gedachten Querschnitts F das Problem des Widerstandes eines Eisenbetonkörpers, d. h. eines heterogenen Körpers auf das des Widerstandes eines gedachten homogenen Körpers überleiten. Daher sind alle für letzteren Fall gefundenen allgemeinen Grundformeln auf den ersteren anzuwenden, und folglich wird es, um die Werte D, M, Z beim Gewölbe, M, Z beim querbelasteten Balken mit $D = 0$ und die Stützendrücke zu erhalten, jedenfalls genügen, die wohlbekannten Werte zu benutzen, die sich auf homogene Körper beziehen.

So kann man bei einem beiderseits eingespannten Eisenbetonbalken mit der Spannweite l und gleichmäßiger Belastung p in kg für 1 lfd. m annehmen, daß wie beim homogenen Balken das größte Biegungsmoment an der Einspannungsstelle auftritt und den Wert $\frac{pl^2}{12}$, das Biegungsmoment in der Mitte mit entgegengesetztem Vorzeichen den absoluten Wert $\frac{pl^2}{24}$ hat.

Bei teilweiser Einspannung ist statt obigen Wertes ein mittlerer zwischen ihm und $\frac{pl^2}{8}$ für den Balken auf zwei Stützen, z. B. $\frac{pl^2}{10}$ zu nehmen.

Hat man ferner einen Balken über mehreren Feldern von in der Regel gleicher Weite, so wird man in den statischen Berechnungen die Biegungsmomente, Zugkräfte und Stützenreaktionen für homogene Körper annehmen oder in besonderen Fällen diese Werte so berechnen dürfen, als ob es sich um homogene Körper handelte.

Handelt es sich endlich um einen Bogen, so kann man die Tafeln von Bresse für homogene Bögen zur Berechnung des Schubes bei einem Bogen mit zwei Gelenken, diejenigen des Ingenieurs Pigeaud, die kürzlich in den Annales des Ponts et Chaussées veröffentlicht wurden, beim eingespannten Bogen anwenden und einen mittleren Wert aus den durch diese Tafeln gelieferten wählen, wenn man teilweise Einspannung voraussetzt.

In Sonderfällen ist der Schub nach der Grundformel für homogene Körper zu berechnen.

Ist der Schub bekannt und sind die senkrechten Reaktionen aus der reinen Statik abgeleitet, so hat man alle nötigen Unterlagen um M, D und Z graphisch oder rechnerisch für jeden zu untersuchenden Querschnitt zu bestimmen.

Genauere Erklärung. Man kann den Zugwiderstand des Betons in einer befriedigenderen Weise in Betracht ziehen, wenn man nach dem Ergebnis verschiedener Versuche folgenden Grundsatz annimmt: Der Elastizitätskoeffizient des Eisenbetons für Zug bewahrt einen annähernd gleichen Wert nur bis zur Grenze des Zugwiderstandes gleichartigen, nicht bewehrten Betons; von da an wird der Beton gewissermaßen

plastisch, d. h. er verlängert sich infolge seines Zusammenhangs mit der Bewehrung, aber ohne daß seine Zugfestigkeitsgrenze sich ändert. Theoretisch besteht keine Schwierigkeit, eine vollkommene Untersuchung des Materialwiderstandes auf Grund dieser Hypothese in Verbindung mit derjenigen Naviers von der ebenen Formänderung der Querschnitte herzuleiten. Die Berechnungen werden aber viel umständlicher.

Natürlich bleibt den Ingenieuren überlassen, sich dieses Verfahrens zu bedienen, wenn sie es für überzeugender halten.

Wie man aber auch die Werte des Biegungsmomentes M, der Zugkraft Z und der Druckkraft D in der mittleren Faser (die in geraden querbelasteten Körpern Null ist) berechnet, so muß man dann, wenigstens in den am meisten angestrengten Querschnitten, die örtliche Anstrengung daraus ableiten. Bei dieser Untersuchung soll nach der Vorschrift in Artikel 11 jeder Zugwiderstand des Betons außer Betracht bleiben. In dieser Vorschrift ist kein Widerspruch mit der anderen, daß er bei den Formänderungsberechnungen zu berücksichtigen sei, enthalten. In der Tat reißt der Beton auf der Seite der Zugeisen mehr oder weniger auf, aber ohne daß aus diesen kaum sichtbaren oder wenig tiefen Rissen eine sehr wesentliche Wirkung auf die allgemeine Formänderung der Bauteile entstände, selbst wenn an einer Stelle sich ein deutlicherer Riß bilden sollte. Doch wäre natürlich an dieser Stelle die örtliche Anstrengung sehr gesteigert. Man darf daher bei der Berechnung der örtlichen Anstrengungen diese ungünstige Voraussetzung machen, während diese Voraussetzung zu weit gehen würde, wenn die allgemeinen Formänderungen und folglich die Werte M, D, Z, die davon abhängen, ermittelt werden.

Anwendung auf Plattenbalken.

Das angegebene Verfahren soll auf einen T-förmigen Deckenbalken mit der Höhe h, der Plattenbreite b, der Stegbreite b' und der Plattendicke d angewendet werden. Der Gesamtquerschnitt der Bewehrung auf der Druckseite sei f_e mit dem mittleren Abstand a von der gedrückten Oberfläche und der Querschnitt auf der Zugseite f_e' mit dem mittleren Abstand a' von der gezogenen Außenseite. Ist ersterer nicht vorhanden, so wird $f_e = 0$.

x sei der unbekannte Abstand der neutralen Achse von der Druckoberfläche. In Abb. 3 ist der Balken nach der Geraden AB projiziert. Die Ordinaten der Geraden XB' stellen die Druckspannungen des Betons, und mit dem Faktor n stellt die Ordinate bb' die Druckspannung der gedrückten Eiseneinlage und aa' die Zugspannung der gezogenen Eiseneinlage dar.

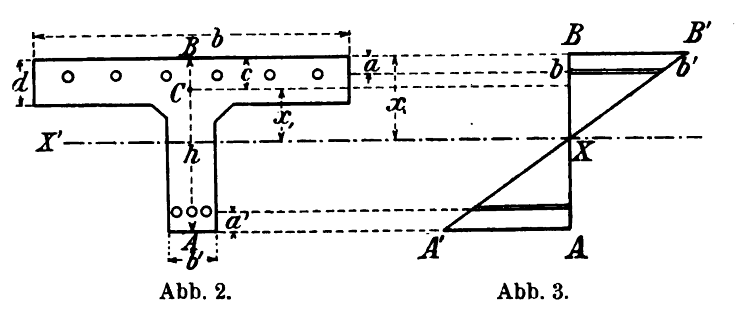


Abb. 2. Abb. 3.

K sei der Winkelkoeffizient der Geraden $A'XB$, oder die trigonometrische Tangente des Winkels $B'XB$.

a) Einfache Biegung. Handelt es sich um einfache Biegung $D = 0$, so erhält man unter der Voraussetzung, daß die inneren Kräfte sich zum Gesamtbiegungsmoment M vereinigen, d. h., daß ihre Summe Null und die Summe ihrer Momente

für irgend einen Punkt, z. B. B, gleich M ist, zur Bestimmung von $XB = x$ die Gleichung zweiten Grades

$$0 = \frac{b'x^2}{2} + (b - b')\, d \left(x - \frac{d}{2}\right) + n f_e (x - a) - n f_e' (h - a' - x) \quad (16)$$

und zur Bestimmung des Winkelkoeffizienten K

$$\frac{M}{K} = \frac{b'x^3}{6} + (b - b')\, d^2 \left(\frac{x}{2} - \frac{d}{3}\right) + n f_e (x - a)\, a - n f_e' (h - a' - x)(h - a') \quad (17)$$

wo die zweite Seite wie auch M bekannt ist.

Diese Formeln setzen ausdrücklich voraus, daß die neutrale Achse in den Steg fällt. Fällt sie in die Platte, so braucht man nur in den vorigen Formeln $b' = b$ zu setzen

$$0 = \frac{b x^2}{2} + n f_e (x - a) - n f_e' (h - a' - x) \quad \ldots\ldots \quad (18)$$

$$\frac{M}{K} = \frac{b x^3}{6} + n f_e (x - a)\, a - n f_e' (h - a' - x)(h - a') \quad \ldots \quad (19)$$

Um die Lage der neutralen Achse zu erhalten und zu bestimmen, ob die Formel (16) oder (18) die Lage der neutralen Achse ergibt, braucht im zweiten Gliede von (16) nur x durch d ersetzt zu werden, was ergibt

$$0 = \frac{b d^2}{2} + n f_e (d - a) - n f_e' (h - a' - d).$$

Ist der Zahlenwert dieses Ausdrucks positiv, so fällt die neutrale Achse in die Platte und läßt sich durch Formel (18) bestimmen. Umgekehrt ist es, wenn dieser Zahlenwert negativ ist.

Die Formeln (18) und (19) sind auch auf den rechteckigen Querschnitt von der Breite b und der Höhe h anwendbar.

Hat man die beiden Unbekannten x und K bestimmt, so ist die größte Betondruckspannung

$$\sigma_b = K \cdot x \quad \ldots\ldots\ldots \quad (20)$$

die Eisendruckspannung σ_e und die Eisenzugspannung σ_e'

$$\left.\begin{aligned} \sigma'_e &= nK(x - a) \\ \sigma_e &= nK(h - a' - x) \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (21)$$

b) Zusammengesetzte Biegung. Hierbei ist der Druck D und die Lage des Angriffspunktes C der Resultante der äußeren Kräfte bekannt. C bezeichnet den Abstand von der gedrückten Oberfläche und wird positiv gerechnet, wenn C in den Querschnitt fällt, und negativ im entgegengesetzten Fall. Hierbei erscheint es für die Untersuchung bequemer, die Lage der neutralen Achse durch ihren Abstand $XC = x_1$ (Abb. 2) vom Druckmittelpunkt C als durch den Abstand x von der gedrückten Außenfläche zu bestimmen. Angenommen, die Resultante der inneren Kräfte falle mit D zusammen, dann ist die Summe der Momente der inneren Kräfte in bezug auf C Null, woraus sich eine Gleichung dritten Grades zur Bestimmung von x_1, d. h. der Lage der neutralen Achse $X'XC$ ergibt. Diese Gleichung lautet, wenn die Achse in den Steg fällt:

$$\frac{b' x_1^3}{6} - b\left[\frac{c^2}{2} x_1 + \frac{c^3}{3}\right] + (b - b')\left[\frac{(-c + d)^2}{2} x_1 - \frac{(-c + d)^3}{3}\right]$$
$$+ n f_e (x_1 + c - a)(-c + a) - n f_e' (h - a' - c - x_1)(h - a' - c) = 0 \quad (22)$$

Diese Gleichung hat die Form

$$x_1^3 + p x_1 + q = 0 \quad \ldots\ldots\ldots \quad (23)$$

wobei die zahlenmäßig bekannten Koeffizienten p und q folgende Werte haben

$$\left.\begin{aligned} p &= -\frac{3b}{b'}c^2 + 3\left(\frac{b}{b'} - 1\right)(c-d)^2 - \frac{6nf_e}{b'}(c-a) + \frac{6nf_e'}{b'}(h-a'-c); \\ q &= -\frac{2b}{b'}c^3 + 2\left(\frac{b}{b'} - 1\right)(c-d)^3 - \frac{6nf_e}{b'}(c-a)^2 + \frac{6nf_e'}{b'}(h-a'-c)^2 \end{aligned}\right\} \quad (24)$$

Der Ausdruck mit x_1^2 fehlt, wodurch die Lösung der Gleichung erleichtert und der mit der Unbekannten x_1 gemachte Gebrauch gerechtfertigt wird.

Ist x_1 gefunden, so erhält man die Hilfsgröße K unmittelbar aus der Gleichung

$$\begin{aligned} \frac{D}{K} &= \frac{b'x_1^2}{2} + bc\left(x_1 + \frac{c}{2}\right) + (b-b')\left[(-c+d)x_1 - \frac{(-c+d)^2}{2}\right] \\ &\quad + nf_e(x_1 + c - a) - nf_e'(h - a' - c - x_1) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (25) \end{aligned}$$

wo das zweite Glied und D bekannt sind.

Diese Formeln setzen voraus, daß die neutrale Achse in den Steg fällt. Wenn sie in die Platte fällt, wie auch bei rechteckigem Querschnitt von der Breite b und der Höhe h, so braucht man nur $b' = b$ zu setzen, also

$$p = -3c^2 - \frac{6nf_e}{b}(c-a) + \frac{6nf_e'}{b}(h-a'-c) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (26)$$

$$q = -2c^3 - \frac{6nf_e}{b}(c-a)^2 - \frac{6nf_e'}{b}(h-a'-c)^2 \quad . \quad . \quad . \quad (27)$$

Endlich genügt es, bei einem Plattenbalken, um zu erfahren, ob die neutrale Achse in die Platte oder in den Steg fällt, zu untersuchen, ob das erste Glied der Gleichung (23) an den beiden Enden des Steges entgegengesetzte Vorzeichen hat oder nicht.

Sind x_1 und K bestimmt, so folgt aus der ersteren

$$x = x_1 + c \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (28)$$

als Abstand der neutralen Achse von der Betonoberfläche und dann die Druckspannung des Betons σ_b, die Druckspannung des Eisens σ_e und die Zugspannung des Eisens σ_e' aus den Formeln (20) und (21).

Bemerkung zur Berechnung der Platten. — Hat man eine Decke, bestehend aus Platten mit Rippen (Abb. 4), so löst man eine Rippe von den beiden anschließenden Seiten und untersucht nur den Teil $\alpha\alpha'\beta\beta'$ mit Breite $\alpha\beta = b$, ohne Rücksicht auf die Unterstützung dieses Teiles durch seinen Zusammenhang mit dem angrenzenden Teile. Diese Breite b muß zur Dicke d der Platte, der Entfernung L der Rippen und ihrer Spannweite l in Beziehung stehen. Zweckmäßig soll die Breite b $^1/_3$ der Spannweite l der Stege und $^3/_4$ ihrer Entfernung L nicht überschreiten.

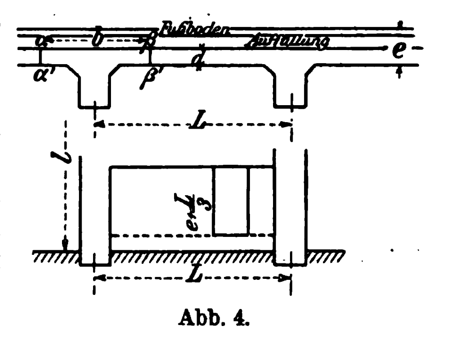


Abb. 4.

Was die Decke selbst betrifft, so müssen, wenn sie zwischen zwei Rippen konzentrierte Lasten zu tragen hat, zwei Lagen von horizontalen Stäben in rechtwinklig zueinander stehenden Richtungen vorgesehen werden. Gewöhnlich gibt man den schwächeren Stäben einen Gesamtquerschnitt auf 1 m Deckenbreite von wenigstens der Hälfte des Querschnitts der stärkeren Stäbe auf 1 m der Deckenlänge.

Um dann die Dicke d der Decke zu berechnen, nimmt man an, daß die Einzellast durch eine gleichförmig auf einem Rechteck verteilte Last (Abb. 4) ersetzt

werden kann, wobei die zu den Stegen parallelen Seiten des Rechtecks eine Entfernung e gleich der Summe der Stärken: 1. der Decke selbst $= d$, 2. unter Umständen der Auffüllung und des Fußbodens erhalten und seine rechtwinklig zu den Stegen laufenden Seiten die Entfernung $e + \frac{L}{3}$.

Ist die Last demgemäß verteilt, so nimmt man an, daß sie durch einen Streifen der Decke von der Breite $e + \frac{L}{3}$ ohne Mitwirkung der angrenzenden Teile und folglich durch einen Balken von dem rechteckigen Querschnitt $\left(e + \frac{L}{3}\right) d$ und der Spannweite L getragen wird, der auf zwei einander folgenden Rippen aufliegt.

Bei einer von zwei Reihen rechtwinklig zueinander stehender Rippen getragenen Decke mit den Rippenabständen L und L' kann man zur Berechnung des Biegungsmomentes im Sinne der Spannweite L mangels eines besseren so rechnen, als ob die Rippen mit der Spannweite L allein vorhanden wären, indem man die erhaltene Zahl mit dem Abminderungswerte

$$\frac{1}{1 + \frac{2 L^4}{L'^4}}$$

multipliziert. Ebenso kann man unter Vertauschung der Buchstaben L und L' verfahren, um das Biegungsmoment für die Spannweite L' zu erhalten.

Haftvermögen. — Um die Haftfestigkeit zwischen Beton und Eisen, z. B. dem gezogenen, zu ermitteln, ist zu beachten, daß, wenn man in zwei benachbarten Querschnitten AB und $A'B'$ eines Körpers (Abb. 5) im Abstand Δ_s als Eisenzugspannung die Werte σ_e' und σ_e'' für die Flächeneinheit gefunden hat, die Gesamtzugkräfte in diesen beiden Querschnitten sind

$$f_e'\sigma_e' \text{ und } f_e'\sigma_e''.$$

Ist $\sigma_e'' > \sigma_e'$, so wird die Differenz $f_e' (\sigma_e'' - \sigma_e')$ den Teil des Stabes von der Länge Δ_s aus seiner Betonhülle herauszuziehen suchen. Ist also der Gesamtumfang der gezogenen Stäbe X', so ist die Haftspannung für die Flächeneinheit der Oberfläche

$$\frac{f_e' (\sigma_e'' - \sigma_e')}{X' \Delta_s}.$$

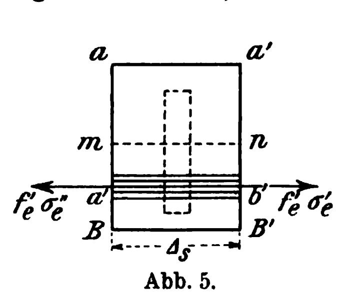


Abb. 5.

Dieser Wert darf nicht höher als die durch Artikel 6 der Bestimmungen festgesetzte Grenzspannung sein.

Sind Bügel oder andere Querstäbe derart fest mit einer Längsbewehrung verbunden, um diese am Gleiten in der Betonumhüllung verhindern zu können, so muß die Kraft F der Abscherung derjenigen Querstäbe, die sich auf der untersuchten Länge Δ_s befinden, oder das Produkt des abgescherten Querschnitts und der für das Eisen zulässigen Scherarbeit durch die Kraft $f_e'(\sigma_e'' - \sigma_e')$ im Gleichgewicht gehalten werden, und es genügt, daß die Beziehung

$$\frac{f_e'(\sigma_e'' - \sigma_e') - F}{X' \Delta_s}$$

nicht die für das Haften zugelassene Grenze überschreitet.

Einfache Drahtumwicklungen zwischen den Quer- und Längsstäben genügen indessen nicht, um die Wirkung der Kraft F herbeizuführen. Diese Umwicklungen

müssen zwar vorhanden sein, man darf aber keine Verstärkung des Haftens von ihnen erwarten.

Längsschubspannung des Betons selbst und Scherspannung.

Wir betrachten immer einen Teil des Körpers zwischen zwei Querschnitten AB und $A'B'$ mit dem Abstand Δ_s mit der Längsbewehrung $a'b'$ auf der gezogenen Seite. Wir führen nun in dem gezogenen Betonteile zwischen der Eiseneinlage $a'b'$ und der Ebene der neutralen Schicht einen Schnitt mn parallel zu dieser Ebene; f_b sei der Inhalt dieses Querschnitts.

Da man die Betonzugspannungen normal zu mB und nB' nicht in Betracht zieht, so ist der Teil $mnBB'$ unter dem Einfluß der Zugspannungen $\sigma_e'f_e'$ und $\sigma_e''f_e'$ der Eiseneinlagen und der Längs- oder Schubkraft nach mn im Gleichgewicht. Dann darf diese Längskraft auf die Flächeneinheit

$$\frac{f_e'(\sigma_e'' - \sigma_e')}{f_b} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad \text{(a)}$$

die zulässige Schubspannung nicht überschreiten.

Wenn die Querstäbe dem Längsgleiten wirksam widerstehen, kann man sie in Betracht ziehen wie oben bezüglich der Haftkraft gesagt wurde.

Diese Kraft (a) bleibt bis zur neutralen Achse konstant. Darüber hinaus nimmt sie durch den Einfluß der Druckspannungen derart ab, daß sie hier ihren Größtwert darstellt.

Die Scherspannung ist bekanntlich in jedem Punkte ebenso groß wie die Längsschubspannung, von der oben gesprochen wurde.

Artikel 12. **Ausknickung.** — Um sich gegen Knicken gedrückter Körper zu sichern, kann man die Rankinesche Regel anwenden, wonach

$$\frac{D}{F}\left(1 + \frac{kl^2}{10\,000\,r^2}\right) < \sigma_b.$$

D ist die Druckkraft; wenn sie von einem bis zum anderen Ende des Körpers erheblich schwankt, ist der dem mittleren Querschnitt in gleichem Abstande von den Enden entsprechende Wert zu wählen; l die Länge des Körpers; r der kleinste Trägheitsradius des Querschnitts, der beim gewöhnlichen Fall eines symmetrischen Körpers die Richtung der Symmetrieachse oder die dazu senkrechte hat. σ_b ist die zulässige Spannung für Eisenbeton (Artikel 4, S. 122). Endlich ist k ein Zahlenwert, der von den Bedingungen abhängt, denen der Körper an seinen Enden unterliegt, und folgende Größen hat:

Beschaffenheit der Enden	k	Bemerkungen
Körper an einem Ende eingespannt, am anderen frei	4	
Körper an beiden Enden geführt	1	
Körper an einem Ende eingespannt, am anderen geführt	$^1/_2$	Ist die Einspannung unvollkommen, so ist ein mittlerer Wert zwischen $^1/_2$ und 1 zu wählen.
Körper an beiden Enden eingespannt	$^1/_4$	Ist eine der Einspannungen unvollkommen, ist ein mittlerer Wert zwischen $^1/_4$ und $^1/_2$ zu wählen, sind beide unvollkommen, ein Wert zwischen $^1/_4$ und 1.

Hat der gedrückte Körper große Länge, so kann die Einheit gegen die Zahl $\frac{kl^2}{10000\,r^2}$ vernachlässigt werden. Dann kann die Standsicherheitsformel in folgende vereinfachte Form gebracht werden

$$\frac{D}{F}\,\frac{kl^2}{10000\,r^2} < \sigma_b$$

oder

$$D < \frac{10000\,Fr^2}{kl^2}\,\sigma_b \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (30)$$

Der mittlere Wert von σ_b ist ungefähr 50 kg/cm². Der Längs-Elastizitätskoeffizient des Betons ist im Mittel $^1/_{10}$ des Stahles, also

$$E_b = 200\,000,$$

woraus folgt, daß das Produkt σ_b annähernd gleich $\frac{E_b \pi^2}{4}$, weshalb sich die Bedingung (30) auch schreiben läßt

$$D < \frac{1}{4\,k}\,\frac{\pi^2\,Fr^2}{l^2}\,E_b \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (31)$$

Das ist die Eulersche Formel mit einem Sicherheitskoeffizienten gleich 4.

Die durch diese Formel gelieferten Angaben stimmen also mit der Rankineschen Regel für Körper großer Länge überein.

Wenn ein dem Druck D ausgesetzter Körper gleichzeitig durch ein Biegungsmoment, dessen Wirkung nicht vernachlässigt werden kann (exzentrische Belastung, Winddruck usw.), beansprucht wird, ist die Standsicherheitsbedingung nach Formel (29) durch Einführung der durch das Biegungsmoment M im mittleren Querschnitt herbeigeführten größten Druckspannung zu ergänzen. Diese Spannung ist

$$\frac{Mv}{J}\ \text{(Formel 5)} \quad \text{oder} \quad \frac{D\,v_0\,v}{Fr^2}\ \text{(Formel 11).}$$

Die Rankinesche Regel geht danach in folgende über

$$\frac{D}{F}\left(1 + \frac{kl^2}{10000\,r^2}\right) + \frac{Mv}{J} < \sigma_b \quad \ldots\ldots\ldots \quad (32)$$

$$\frac{D}{F}\left(1 + \frac{kl^2}{10000\,r^2} + \frac{v_0 v}{r^2}\right) < \sigma_b \quad \ldots\ldots\ldots \quad (33)$$

Kapitel III und IV.

Die Vorschriften über die Ausführung der Arbeiten und die Proben rechtfertigen sich von selbst. Es läßt sich nur wiederholen, daß der Eisenbeton nur bei Vollkommenheit seiner Herstellung Wert hat. Die vorgekommenen Unfälle sind im allgemeinen auf die mittelmäßige Beschaffenheit der Baustoffe oder auf schlechte Verarbeitung zurückzuführen. Daher muß eine ganz besondere Überwachung ihrer Herkunft, ihrer Reinheit, ihrer Mischung, des zur Betonbereitung dienenden Wassers, des Stampfens, des Umhüllens der Eisenstäbe, der festen Lagerung der Stäbe usw. stattfinden.

Proben können unter Umständen durch Zeugnisse ersetzt werden. Aber auch hier sollte man nicht sparen oder Erleichterungen anstreben, die die öffentliche Sicherheit irgendwie in Frage stellen könnten.

Bestimmungen für die Verwendung des Eisenbetons.

I. Grundsätze für die Ausarbeitung der Entwürfe.

a) Belastungen.

Artikel 1. — Brücken aus Eisenbeton sollen so hergestellt werden, daß sie die senkrechten Belastungen und den Winddruck nach den Bestimmungen für eiserne Brücken gleicher Zweckbestimmung vom 29. August 1891 aufzunehmen vermögen.

Artikel 2. — Dächer aus Eisenbeton unterliegen, abgesehen von begründeten Ausnahmen hinsichtlich der Belastungen, den Vorschriften vom 17. Februar 1903 betr. eiserne Bahnhofshallen.

Artikel 3. — Decken und andere Gebäudeteile, Stützmauern, Reservoirmauern, Rohre unter Druck und alle anderen Bauwerke, bei denen die öffentliche Sicherheit in Frage kommt, sind auf die größten Belastungen zu berechnen, denen sie im Gebrauchsfalle unterliegen.

b) Zulässige Beanspruchungen.

Artikel 4. — Die Druckbeanspruchung des Eisenbetons darf in der statischen Berechnung nicht über 0,28 der Druckfestigkeit des reinen Betons derselben Zusammensetzung nach 90 Tagen der Herstellung angenommen werden.

Der Betrag dieser Druckfestigkeit, gemessen an Würfeln von 20 cm Seite, ist bei jedem Entwurf anzugeben.

Artikel 5. — Ist der Beton umschnürt, oder sind die quer oder schräg laufenden Eisen so angeordnet, daß sie dem Ausbiegen des Betons unter dem Längsdruck in gewissem Grade widerstehen, so kann die im vorigen Artikel vorgesehene Druckbeanspruchung je nach der Masse und dem Wirkungsgrade der Querbewehrung erhöht werden, doch darf die neue Beanspruchung ohne Rücksicht auf den Prozentbetrag der Bewehrung 0,60 der Druckfestigkeit des nicht bewehrten Betons, wie diese in Artikel 4 bestimmt wird, nicht übersteigen.

Artikel 6. — Die Beanspruchung des Betons auf Abscherung, auf Schub und auf Haften an Eisen ist zu $^1/_{10}$ der nach Artikel 4 zulässigen Druckspannung anzunehmen.

Artikel 7. — Die Zug- und Druckbeanspruchung der Bewehrungseisen soll die Hälfte der Elastizitätsgrenze, die in jedem Entwurf anzugeben ist, nicht übersteigen. Überall, wo die Bauteile Stößen oder wechselnden Belastungen (wie Decken) ausgesetzt sind, ist die Beanspruchung auf 0,4 statt der Hälfte der Elastizitätsgrenze zu beschränken.

Artikel 8. — Bei sehr stark wechselnden Belastungen sind die oben erwähnten Beanspruchungen entsprechend der Größe der Belastungswechsel zu ermäßigen, jedoch nicht um mehr als 25 vH.

Die Beanspruchungen sind außerdem zu ermäßigen, wenn die Bauteile Anstrengungen oder Schwächungen ausgesetzt sind, denen die statische Untersuchung nicht Rechnung trägt, besonders bei Stoßwirkungen wie bei Bauteilen unmittelbar unter Eisenbahnschienen.

II. Statische Berechnung.

Artikel 9. — Bei der statischen Berechnung ist nicht nur auf die größten äußeren Kräfte, denen die Bauwerke ausgesetzt sein können, einschließlich Schnee- und Winddruck, sondern auch auf Temperaturspannungen und die auf dem Schwinden

des Betons beruhenden Kräfte Rücksicht zu nehmen, sofern die Bauteile sich nicht frei im theoretischen Sinne ausdehnen können oder nach der Erfahrung annähernd dieser Annahme entsprechen.

Artikel 10. — Die statischenBerechnungen sind nach wissenschaftlicher auf Versuchsergebnisse gestützter Methode, nicht nach empirischem Verfahren aufzustellen. Sie sind aus den Grundsätzen der Festigkeitslehre oder einem mindestens dieselbe Genauigkeit gewährenden abzuleiten.

Artikel 11. — Der Zugwiderstand des Betons ist bei der Berechnung der Formänderungen zu berücksichtigen. Für die Berechnung der örtlichen Beanspruchung eines Querschnitts ist dieser Widerstand dagegen zu Null anzunehmen.

Artikel 12. — Bei gedrückten Bauteilen ist nachzuweisen, daß sie nicht ausknicken können. Davon kann abgesehen werden, wenn das Verhältnis der Höhe zur geringsten Querabmessung des Bauteils kleiner als 20 ist und die Druckspannung nicht die durch Artikel 4 bestimmte Grenze überschreitet.

Artikel 13.—DieBeschreibung muß dieEigenschaften und das Mischungsverhältnis der zur Betonbereitung dienenden Stoffe angeben. Der Wasserzusatz bei der Mörtelbereitung ist sorgfältig zu überwachen und muß genau ausreichen, um dem Beton die zur guten Umschließung der Bewehrung und Ausfüllung aller Hohlräume nötige Plastizität zu verleihen.

III. Ausführung der Arbeiten.

Artikel 14. -- Die Schalungen sowie die Verknüpfungen der Eisenstäbe müssen hinreichende Steifigkeit besitzen, um der Belastung und den Stößen, denen sie während der Ausführung sowie bis zur Ausrüstung und Beseitigung der Stützen ausgesetzt sind, ohne merkbare Formänderung widerstehen zu können.

Artikel 15. — Abgesehen von dem Ausnahmefall, wo der Zement geschüttet wird, soll er immer langsam abbinden und mit der größten Sorgfalt in Schichten gestampft werden, deren Dicke den Abmessungen der verwendeten Zuschlagstoffe und den Zwischenräumen der Eiseneinlagen entspricht und nach dem Stampfen nicht über 5 cm beträgt, sofern wenigstens nicht Schotter verwendet wird.

Artikel 16. — Die Abstände der Eiseneinlagen voneinander und von den Wänden der Schalungen sollen so groß sein, daß sie ein vollkommenes Stampfen des Betons und sein festes Anschließen an die Eisen gestatten. Diese Abstände sollen, selbst wenn Mörtel ohne Kies oder Schotter verwendet wird, immer mindestens 15 bis 20 mm betragen, um die Eiseneinlagen gegen Witterungseinflüsse zu schützen.

Artikel 17. — Werden zu den Bewehrungen Profileisen statt Rundeisen verwendet, so sind Vorkehrungen zu treffen, um ihre Umhüllung auf der ganzen Oberfläche und besonders in den einspringenden Ecken zu sichern.

Artikel 18. — Wird die Ausführung eines Bauteils unterbrochen, was indessen möglichst zu vermeiden ist, so ist der alte Beton kräftig zu säubern und anzunässen, damit er gut mit Feuchtigkeit durchtränkt ist, bevor er mit frischem Beton in Berührung kommt.

Artikel 19. — Bei Frostwetter ist die Arbeit einzustellen, wenn nicht wirksame Mittel zur Verhütung schädlicher Einflüsse angewendet werden.

Bei Wiederaufnahme der Arbeiten ist alles zu beseitigen, was dem Frostangriff ausgesetzt war, dann ist nach dem vorigen Artikel zu verfahren.

Artikel 20. — Wenigstens 15 Tage lang nach der Ausführung ist die zum Abbinden des Betons erforderliche Feuchtigkeit zu erhalten.

Die Ausrüstung und die Entfernung der Stützen ist ohne Erschütterungen nur durch Mittel, die das Gleichgewicht nicht stören, zu bewirken, und zwar nicht früher, als bis der Beton die Festigkeit erhalten hat, um die vorgesehenen Belastungen ohne Schaden tragen zu können.

IV. Erprobung der Bauwerke.

Artikel 21. — Eisenbetonbauten, bei denen die öffentliche Sicherheit in Betracht kommt, sind vor ihrer Ingebrauchnahme einer Belastungsprobe zu unterwerfen. Die Bedingungen für die Proben sowie die Fristen für die Ingebrauchnahme sind in den Verdingungsunterlagen anzugeben. Die größten Durchbiegungen, die nicht überschritten werden sollen, sind ebenfalls wenigstens soweit als möglich in den Bedingungen anzugeben.

Auch das Alter, das der Beton im Augenblick der Proben haben soll, ist in den Bedingungen zu bezeichnen. Es soll bei großen Bauwerken wenigstens 90, bei Bauwerken geringerer Bedeutung 45 und bei Decken 30 Tage betragen.

Artikel 22. — Die Belastungsproben sollen von den Ingenieuren nicht allein dazu benutzt werden, alle Formänderungen und die Erfüllung der Vertragsbedingungen festzustellen, sondern auch möglichst solche Untersuchungen vorzunehmen, die für die Ingenieurwissenschaft von Wert sein können.

Bei irgendwie bedeutenden Bauwerken sind selbsttätige Beobachtungsvorrichtungen anzuwenden.

Artikel 23. — Brücken in Eisenbeton sind in der Weise zu erproben, wie dies für eiserne Brücken durch die Anweisung vom 29. August 1891 vorgeschrieben ist.

Sollten Abweichungen von den Vorschriften dieser Anweisung zulässig erscheinen, so sind die Abweichungen zu begründen und in den Bedingungen mitzuteilen.

Artikel 24. — Dächer sind in der Weise zu erproben, wie dies in der Anweisung vom 17. Februar 1903 vorgeschrieben ist, vorbehaltlich etwaiger Abweichungen.

Artikel 25. — Decken sind einer Probelast durch Anbringung der vorgesehenen Eigen- und Nutzlast zu unterwerfen, und zwar entweder auf der ganzen Decke oder wenigstens auf einem Felde.

Die Auflasten sollen wenigstens 24 Stunden liegen bleiben. Die Durchbiegungen dürfen sich nach 15 Stunden nicht mehr vergrößern.

Der Minister der öffentlichen Arbeiten, Posten und Telegraphen
gez. Louis Barthou.

Diesen Bestimmungen ist als **Anhang** noch ein Bericht eines von dem Conseil général des ponts et chaussées eingesetzten Sonderausschusses angeschlossen, in dem einige Hauptfragen, namentlich die Größe der Zahl n und die Höhe der zulässigen Beanspruchungen, einer eingehenden Besprechung unterzogen werden. Das wichtigste hiervon sei nachstehend auszugsweise mitgeteilt:

Die Neuerung der Bestimmungen besteht darin, für die Zahl n nicht einen unveränderlichen Wert, 10 oder 15, sondern einen solchen vorzuschlagen, der gleichzeitig von der Anordnung der Längsbewehrung und der Quer- oder schiefen Bewehrung abhängt. Es ist gestattet, die Zahl n, je nachdem die Anordnung der Eiseneinlagen mehr oder weniger gut ausgebildet ist, zwischen mindestens 8 und höchstens 15 zu wählen. Diese Vorschrift erscheint zweckmäßig, weil sie Anlaß gibt, die gleichzeitige Anordnung von Längs- und Querbewehrungen gut durch-

zuarbeiten. Anderseits kommt man so zu einem viel gleichmäßigeren Sicherheitskoeffizienten als bei Voraussetzung eines unveränderlichen n, wodurch sich die Gefahr, die aus den in Artikel 4 und 5 zugelassenen hohen Spannungswerten hervorgehen könnte, vermindert.

Nimmt man nämlich eine Eisenbetonsäule an, bei der nach der statischen Berechnung der Beton mit 50 kg/cm² beansprucht wird, während die Würfelfestigkeit nicht bewehrten Betons nach 90 Tagen 200 kg/cm² betrug, so wird man ihr eine vierfache Sicherheit zuschreiben. Den wahren Sicherheitskoeffizienten würde man aber nicht durch Zerdrücken eines Würfels, sondern der Säule selbst erhalten. Nun wird die Säule selbst abgesehen von der Knickgefahr, die wir als ausgeschaltet ansehen, wahrscheinlich unter einer anderen Last brechen, als der Betonwürfel, ohne Bewehrung bräche sie unter einer geringeren Last wie der Würfel von 20 cm Seite, wegen der Bewehrung aber unter einer größeren, die der des Probewürfels gleichkommt oder sogar darüber hinausgeht. Im ersteren Falle wäre der diesem Probekörper zugeschriebene Sicherheitskoeffizient trügerisch, im zweiten Falle dagegen sicher, weil er nur gleich dem wirklichen Sicherheitsgrade oder geringer sein könnte.

Nun haben wir den wirklichen Sicherheitsgrad an einem Prisma aus Eisenbeton von quadratischer Grundfläche mit 25 cm Seite und 1 m Höhe mit verschiedenen Bewehrungen mit Zuhilfenahme der sehr genauen Bruchversuche von Professor Bach untersucht. Mit den durch die Versuche bestimmten Bruchlasten vergleichen wir Beanspruchungen, die sich ergeben

1. bei Anwendung eines konstanten $n = 15$,
2. bei Anwendung eines zwischen 8 und 15 schwankenden Koeffizienten n nach den im Runderlaß angegebenen Regeln mit Zwischenschaltungen, entsprechend und mit den nach Artikel 4 zugelassenen Vergrößerungswerten der Beanspruchung $1 + \frac{m' V'}{V}$, wobei m' gleichmäßig in jedem Falle nach den im Runderlaß angegebenen Regeln ermittelt wurde.

Abb. 6.

Folgendes sind die Versuchsergebnisse:

Querschnitt des Prismas $25 \cdot 25 = 625$ cm² $= F$,

Inhalt der Bügel $V' = 62{,}645$ cm³.

Die Prismen sind mit 4 Stäben bewehrt, die 18 cm voneinander entfernt sind und Durchmesser von 15 bis 30 mm haben. Diese Längsstäbe sind zu je zweien durch Bügel verbunden, die doppelte Querverbindungen nach den 4 Seiten des Quadrats bilden. Diese Bügel haben sämtlich 7 mm Durchmesser. Ihre Abstände schwanken zwischen 25 und 6,25 cm. Folgendes sind die Ergebnisse:

Nr.	Durchmesser d der Längsstäbe mm	Abstand der Querbügel cm	Mittlerer Betrag der Bruchbelastung kg/cm²	Querschnitt der Längsbewehrung $F = 4 \frac{\pi d^2}{400}$ cm²
1	15	25	168	7,1
2	15	12,5	177	7,1
3	15	6,25	205	7,1
4	20	25	170	12,6
5	30	25	190	28,3

Die Bruchlast des nicht bewehrten Prismas wurde zu 141,95 kg und die eines Kubikmeters von diesem Beton zu 175,95 kg gefunden. Mit $n = 15$ wäre die Gesamtlast, die der Beton tragen könnte,

$$P = (625 + 15 f_e)\,\sigma_b \text{ oder mit } \sigma_b = 35,\ P = 35\,(625 + 15 f_e) \quad . \ . \ (a)$$

1 Nr.	2 $15 f_e$ cm²	3 $625 + 15 f_e$	4 P kg	5 $\frac{P}{625}$	6 Bruch-lasten	7 Wirklicher Sicherheits-koeffizient
1	106	731	25 585	40,9	168	4,1
2	106	731	25 585	40,9	177	4,3
3	106	731	25 585	40,9	205	5,0
4	189	814	28 490	48,6	170	3,7
5	424	1 049	36 715	58,7	190	3,2

Spalte 5 ergibt die theoretische Last für 1 cm², die der Beton der Säule erträgt. Spalte 6, eine Wiederholung der dritten Spalte der vorigen Tabelle, gibt die entsprechenden wirklichen Bruchlasten. Dividiert man die Zahlen der Spalte 6 durch die entsprechenden der Spalte 5, so erhält man die zugehörigen wirklichen Sicherheitsgrade. Es treten also beträchtliche Verschiedenheiten auf. Der Koeffizient schwankt zwischen 5 und 3,2, woraus folgt, daß Formel (a), also die Annahme eines konstanten n, zu erheblichen Trugschlüssen führen kann.

Dieselbe Rechnung mit veränderlichem n und den nach dem Runderlaß zugelassenen Zwischenschaltungen ergibt folgendes:

1 Nr.	2 n	3 $n f_e$	4 $625 + n f_e$	5 Entfernung der Quer-bewehrung	6 m'	7 $\frac{V'}{V}$	8 $\sigma_b = 50 \cdot \left(1 + \frac{m' V'}{V}\right)$	9 P	10 $\frac{P}{625}$	11 Wirklicher Sicherheits-grad
1	10	71	696	25	8	0,00401	51,6	35 913	57,4	2,9
2	12	85	710	12,5	12	0,00802	54,8	38 908	62,3	2,8
3	15	106	731	6,25	15	0,01604	62,0	55 322	72,5	2,8
4	9	113	738	25	8	0,00401	51,6	48 080	60,9	2,8
5	8	226	851	25	8	0,00401	51,6	43 911	70,2	2,7

Für den Beton nehmen wir gemäß Artikel 4 der Bestimmungen 50 kg statt der oben angenommenen 35 kg als zulässige Spannung an und vergrößern nach Artikel 5 diese Zahl durch den Koeffizienten $1 + \frac{m' V'}{V}$, woraus $\sigma_b = 50\left(1 + \frac{m' V'}{V}\right)$. Nach den Regeln der Bestimmungen nehmen wir für n die Werte vorstehender Tabellen. Die Lasten P ergeben sich aus $P = (625 + n f_e)\,\sigma_b$; die Zahlen der Spalte 9 wurden hieraus gefunden, die der Spalte 11 durch Division des Betrages der Bruchlasten (in Spalte 3 der ersten Tabelle) durch die Zahlen der Spalte 10. Hier zeigen die wirklichen Sicherheitskoeffizienten eine große Gleichmäßigkeit, was in bezug auf die zulässige Maximalspannung weiterzugehen gestattet.

VIII. Aus den provisorischen Normen für Projektierung, Ausführung und Kontrolle von Bauten in armiertem Beton.

Aufgestellt vom Schweizerischen Ingenieur- und Architektenverein im August 1903.

Artikel 4. — Die statische Berechnung der auf Biegung beanspruchten Teile hat nach folgenden Regeln zu geschehen:

a) zur Ermittlung der Biegungsmomente und Scherkräfte sind die ungünstigsten Stellungen der zufälligen Belastungen in Betracht zu ziehen.

b) Einspannung und Kontinuität von Trägern dürfen nur für die Dimensionierung der Auflagerquerschnitte zu dem für elastisches Material ermittelten Werte in die Rechnung eingeführt werden; in Trägermitte dürfen die Momente für freie Auflagerung nur unter Berücksichtigung der Hälfte der vorhin ermittelten Auflagermomente reduziert werden. Findet keine eingehende Berechnung dieser Einspannungsverhältnisse statt, so darf das Moment in der Mitte des Trägers, das sich für freie Auflagerung ergäbe, höchstens um 20 vH. vermindert werden. An den Auflagern ist alsdann mindestens die Hälfte dieses reduzierten Momentes anzunehmen.

Artikel 5. — Bei Stützen ist die Möglichkeit exzentrischer Belastung in Betracht zu ziehen.

Artikel 6. — a) die inneren Kräfte und Spannungen im Beton werden ermittelt unter der Voraussetzung eines homogenen Materials, in welchem die Eisenquerschnitte mit dem zwanzigfachen ihres wirklichen Wertes in Rechnung zu bringen sind;

b) die inneren Kräfte und Spannungen des auf Zug beanspruchten Eisens werden ermittelt unter der Annahme, der Beton nehme keine Zugbeanspruchungen auf;

c) die inneren Kräfte und Spannungen des auf Druck beanspruchten Eisens werden ermittelt unter der Annahme, das Eisen nehme 20 mal größere Spannungen als der Beton auf und unter Berücksichtigung der Knickgefahr der Eisenstangen.

Artikel 7. Die zulässigen Beanspruchungen betragen:

bei Beton auf Druck . . . = 35 kg/cm²
„ „ „ Abscherung . . = 4 „
„ Eisen auf Zug = 1300 — $5\sigma_{zb}$,

wobei σ_{zb} die ermittelte theoretische Zugspannung des Betons unter Annahme eines homogenen Materials bedeutet,

bei Eisen auf Druck = 700 kg/cm²

oder vierfache Sicherheit gegen Ausknicken unter Annahme des halben Abstandes der Querverbindungen als Knicklänge.

Artikel 11. — Beton. Zur Bereitung des Betons ist für 1 m³ fertigen Betons mindestens eine Menge von 300 kg Zement zu verwenden. Die Durcharbeitung des Betons soll in der Regel durch geeignete Maschinen erfolgen.

Die Druckfestigkeit des Betons soll nach 28 Tagen feuchter Luftlagerung im Minimum 160 kg/cm² betragen. Die Festigkeit des Betons wird in der Eidgen. Materialprüfungsanstalt an vom Bauplatze eingesandten Würfeln von 16 cm Kantenlänge oder Prismen von 36 × 12 × 12 cm ermittelt; letztere werden dann auch zur Bestimmung der Zugfestigkeit mittels Biegeproben benutzt.

Artikel 14. — Ausschalungen. Vor dem Ausschalen ist die genügende Erhärtung des Betons zu konstatieren. Für Platten und Träger bis zu 3 m Stützweite darf die

Ausschalung nicht vor 10 Tagen nach dem fertigen Einstampfen stattfinden; für Träger von 3 bis 6 m Stützweite beträgt die Frist 20 Tage, für größere Stützweiten und für Säulen 30 Tage. Bei Witterung unter + 5° C. sind diese Fristen zu verlängern.

Bei mehrgeschossigen Hochbauten hat das Ausschalen in der Reihenfolge von oben nach unten zu geschehen.

Artikel 18. — Bei Belastungsproben darf die aufgebrachte Last die zur Dimensionierung eingeführte Nutzlast bis 50 vH. überschreiten; die Belastungsprobe darf erst nach 45tägiger Erhärtung des Betons stattfinden. Bei derselben ist auf eine möglichst genaue Ermittlung der Einsenkungen in den einzelnen Phasen der Probe Gewicht zu legen.

IX. Aus den provisorischen Vorschriften über Bauten in armiertem Beton auf den schweizerischen Eisenbahnen.

Herausgegeben vom Eidgenössischen Post- und Eisenbahndepartement, Eisenbahnabteilung, am 15. Oktober 1906.

Äußere Kräfte.

Für Brücken und Dächer hat die Berechnung der äußeren Kräfte unter denselben Annahmen der Belastung, des Wind- und Schneedrucks und der Fliehkraft zu geschehen, wie sie in der Verordnung betreffend Berechnung und Prüfung der eisernen Brücken- und Dachkonstruktionen auf den schweizerischen Eisenbahnen vom 19. August 1892 festgesetzt sind.

Für andere Unterbauobjekte, wie Durchlässe, Tunnel, Stütz- und Futtermauern, sind die äußeren Kräfte von Fall zu Fall nachzuweisen.

Für Hochbauten, die starken Stößen oder Erschütterungen ausgesetzt sind, soll die zufällige Last mit einem Zuschlag bis zu 50 vH. des wirklichen Betrages in Rechnung gesetzt werden. Bei Berechnung von Eisenbahnbrücken darf eine Verteilung der Raddrücke durch Oberbau und Schotter nur in der Richtung senkrecht zur Bahnachse angenommen werden, und zwar für normalspurige Bahnen auf eine Breite von 1 m, für meterspurige Bahnen auf eine Breite von 0,75 m. Bei Berechnung von Straßenbrücken darf angenommen werden, die Raddrücke verteilen sich auf quadratische Flächen von der Seitenlänge

$$l = 10 + 2\,h \text{ (in cm).}$$

Hierbei bedeutet h die Schotterhöhe in cm. Nicht eingeschotterte Brücken können nur ganz ausnahmsweise zugelassen werden.

Innere Kräfte.

Bei der Ermittlung der Zugkräfte in den Eiseneinlagen sollen die vom Beton aufgenommenen Zugbeanspruchungen vernachlässigt werden.

Das Verhältnis des Elastizitätsmaßes des Eisens zu demjenigen des Betons ist zu höchstens 15 anzunehmen.

Bei Berechnung von Plattenbalken darf ein Plattenstreifen, dessen Breite höchstens $1/3$ der Balkenstützweite beträgt, mitberücksichtigt werden.

Die Berechnungen sind vollständig und in ausführlicher Form zu geben. Die Anwendung empirischer Formeln, z. B. zur Bestimmung der Biegungsmomente, ist unzulässig.

Die zeichnerischen Darstellungen sollen alle Abmessungen sowie die Lage und Abbiegungen aller Eisenteile genau erkennen lassen.

Zulässige Spannungen.

Die aus der Rechnung sich ergebenden Materialbeanspruchungen dürfen die nachstehenden Werte nicht übersteigen:

a) bei Hochbauten:

für Eisen auf Zug	1000 kg/cm²
„ Beton auf Druck . . .	30 „
„ „ „ Abscheren . .	4 „

b) bei allen anderen Bauten im Bahngebiet, wie Brücken unter und über der Bahn, Durchlässen, Tunneln, Stütz- und Futtermauern:

für Eisen auf Zug	800 kg/cm²
„ Beton auf Druck . . .	20 „
„ „ Abscheren	3 „

Neben diesen unter a) und b) angegebenen Spannungen sind auch die theoretischen Spannungen in der gezogenen Betonfaser nachzuweisen, dies unter der Annahme, daß Eisen und Beton gleichzeitig wirken. Die Zugspannungen im Beton dürfen dabei 30 kg für 1 cm² bei Hochbauten und 20 kg für 1 cm² bei allen anderen Bauten im Bahngebiet nicht überschreiten.

Die zulässige Haftfestigkeit zwischen Eisen und Beton ist gegebenenfalls gleich der entsprechenden zulässigen Scherspannung anzunehmen.

Auf Druck beanspruchte Eiseneinlagen sind hinsichtlich ihrer Knickfestigkeit nach Maßgabe der Verordnung für eiserne Brücken und Dachkonstruktionen vom 19. August 1892 zu berechnen.

Materialbeschaffenheit.

Für die Qualität des Eisens gelten die Vorschriften der Brückenverordnung.

Die Qualität des Betons ist auf folgende Art nachzuweisen:

Auf dem Bauplatze ist vom Beton im wirklichen Verwendungszustand für jeden Hauptkonstruktionsteil eine genügende Anzahl von Probewürfeln herzustellen. Dieselben sollen nach einer 28tägigen Erhärtungszeit eine minimale Druckfestigkeit von 160 kg/cm² aufweisen.

Die Ergebnisse der in der eidgenössischen Anstalt zur Prüfung von Baumaterialien vorzunehmenden Festigkeitsproben sind unserem Departement vor Inbetriebsetzung bezw. Probebelastung vorzulegen.

Ausführung.

Die Ausführungen von Bauten in bewehrtem Beton sind von Seite der Bahnverwaltungen beständig überwachen zu lassen. Der mit der Aufsicht beauftragte Beamte hat über jedes Objekt ein Bauprotokoll zu führen. Dasselbe soll enthalten: Alle Daten, welche auf den Arbeitsfortgang Bezug haben; Angaben über Temperatur und Witterung; Herkunft und Mischungsverhältnisse der Materialien; Wasserzusatz; Skizzen der Verschalungen; ein Verzeichnis nebst Datum der angefertigten Probekörper; Beobachtungen bei der Ausschalung; Beschreibung allfällig entdeckter Mängel.

Als Erhärtungszeit, innerhalb welcher Bauten in Eisenbeton vor Erschütterungen, Belastungen, Frost oder allzu raschem Austrocknen zu bewahren sind, soll eine Frist von 2 bis 3 Monaten, je nach Größe und Bedeutung des Bauwerks innegehalten werden.

Probebelastung und Inbetriebsetzung.

Alle Bauten in armiertem Beton, die eine wesentliche Verkehrsbelastung aufzunehmen haben, wie Brücken oder Deckenkonstruktionen im Inneren von Gebäuden usw.,

sollen vor der Inbetriebsetzung einer den Rechnungsannahmen entsprechenden Probebelastung unterworfen werden. Dem Eisenbahndepartement ist durch rechtzeitige Einladung Gelegenheit zu geben, diesen Proben beizuwohnen.

X. Aus den normalen Vorschriften für die Ausführung von Bauten aus Eisenbeton des italienischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten vom 10. Januar 1907.

(Gültig für alle öffentlichen, dem Ministerium unterstehenden Bauten.)

7. Die normale Mischung des Betons soll 300 kg Zement auf 0,40 m³ trockenen nicht zusammengedrückten Sand und 0,80 m³ Kies sein.

Die Bruchfestigkeit des Betons normaler Mischung soll nach 28tägiger Lagerung in feuchtem Raume, an Würfeln gemessen, die je nach der Dicke der Bestandteile 10 bis 15 cm Seite haben, mindestens 150 kg/cm² betragen. Für andere Mischungsverhältnisse darf die Bruchfestigkeit nicht weniger als das fünffache der in den Berechnungen angenommenen Spannungen mit einem Spielraum von 10 vH. der Bruchfestigkeit betragen.

8. Die Zugfestigkeit des Flußeisens, gemessen an Proben mit der Nutzlänge von 20 Durchmessern nach den von der Italienischen Gesellschaft für die Untersuchung von Konstruktionsmaterialien aufgestellten Normen, soll zwischen 36 und 45 kg/mm² liegen. Der Qualitätskoeffizient oder das Produkt aus der Bruchfestigkeit für 1 mm² und der prozentualen Verlängerung soll nicht geringer als 900 sein.

Die nach denselben Normen bestimmte Zugfestigkeit von Schweißeisen soll wenigstens 34 kg/mm² mit einem Qualitätskoeffizienten von 400 sein.

13. Zur Sicherung, daß der Beton immer den gestellten Anforderungen entspricht, kann die Bauverwaltung während der Bauausführung Proben des Betons zur Herstellung von Versuchskörpern entnehmen.

Wenn der mittlere Betrag der Druckfestigkeit solcher Proben, die 28 Tage nach der Herstellung in feuchtem Raume gelagert haben, um 10 vH. geringer ist als das fünffache der Beanspruchung, die der Beton nach dem Plane erleiden soll, so wird die Bauverwaltung die ihr nötig scheinenden Maßnahmen treffen.

19. Die Ausrüstung darf nicht früher vorgenommen werden, als bis der Beton in genügendem Maße abgebunden hat. Jedenfalls sind für einfache Decken bis etwa 1,50 m Spannweite als untere Grenze 10 Tage zu betrachten. Bauwerke von größerer Spannweite und erheblichen Abmessungen sollen je nach den Einzelheiten der Konstruktion länger eingeschalt bleiben.

20. Bei der Abnahme können, abgesehen von der Prüfung der guten Ausführung des Bauwerks und seiner Übereinstimmung mit dem Entwurf, Probebelastungen vorgenommen werden. Im letzteren Falle soll der Konstrukteur und der Unternehmer rechtzeitig von der Bauverwaltung benachrichtigt werden, wobei ihnen die Teilnahme freigestellt wird.

Die Probebelastung soll nicht früher als 60 Tage nach Beendigung der Arbeiten erfolgen. Wenn das Bauwerk bei der Abnahme mit der größten im Plane vorgesehenen Last belastet werden kann, braucht der Betrag der Last nicht erhöht zu werden. Wenn jedoch Teilbelastung vorgenommen wird, soll die Probelast die berechnete, je nach Bestimmung der Bauverwaltung, in jedem Einzelfalle übersteigen, wobei auf die Unterstützung, die der Zusammenhang mit den nicht belasteten Teilen hervorruft, Rücksicht zu nehmen ist. Jedenfalls soll die Vergrößerung der Last nicht über 100 vH. betragen.

Unter der Probelast dürfen sich keine bleibenden Durchbiegungen zeigen, die größer als 30 vH. der Gesamtdurchbiegungen sind. Die elastischen Formänderungen sollen nach Z. 23 Abs. 2 beurteilt werden. Der gesamte Pfeil der Krümmung einer an den Enden eingespannten Decke darf, auch wenn die Einspannung unvollkommen ist, nicht mehr als $^1/_{1000}$ der Spannweite sein.

22. Die zufällige Last ist mit demselben Betrage, wie für andere Konstruktionen üblich, anzusetzen. Auf etwaige dynamische Wirkungen ist durch einen Zuschlag von 25 vH., in besonderen Fällen um noch mehr Rücksicht zu nehmen.

23. Die äußeren Kräfte sind nach der gewöhnlichen Theorie der Statik zu ermitteln.

Bei statisch unbestimmten Konstruktionen kann zur Ermittlung der unbekannten Kräfte bei der Berechnung der geometrischen Verhältnisse der Querschnitte angenommen werden, daß die Querschnittselemente des Eisens mit einem Koeffizienten, der gleich dem zehnfachen der Elemente des Betons ist, behaftet seien $\left(n = \frac{E_e}{E_b} = 10\right)$, wobei diese letzteren Beziehungen auch anwendbar sind, wenn es sich um Spannungen handelt. Nötigenfalls wird der normale Elastizitätsmodul des Eisenbetons zu rund 200 t/cm² anzunehmen sein. Ist der Prozentbetrag des Eisens geringer als 2 vH., so kann von dem Vorhandensein des Eisens abgesehen werden.

Bei gebogenen Körpern kann bei der Berechnung der Teile, die mit den Stützen zusammenhängen, in vielen Fällen volle Einspannung und Kontinuität vorausgesetzt werden, doch kann für den mittleren Teil eines Feldes in solchen Fällen das Biegungsmoment unter der Voraussetzung, daß über den Stützen nur $^2/_3$ des vorher berechneten Momentes auftreten, berechnet werden. Mangels genauer Berechnung der Einspannungsverhältnisse darf für den mittleren Teil das Moment, das sich aus der Voraussetzung einfacher Unterstützung der Enden ergibt, um 20 vH. verringert werden.

Bei einem Plattenbalken ist anzunehmen, daß an der Biegung nur ein Teil der Platte, dessen Breite nicht die kleinere von folgenden Abmessungen überschreitet, mitwirkt: der Abstand der Stege, das zwanzigfache der Dicke der Platte, das zehnfache der Breite der Stege, ein Drittel der Spannweite der Stege.

Nach beiden Richtungen bewehrte rechteckige und am ganzen Rande aufliegende oder eingespannte Decken können wie gestützte oder am Rande eingespannte Platten berechnet werden.

24. Innere Kräfte. — Wenn die äußere Beanspruchung in allen Querschnittselementen des Körpers — unter Umrechnung der Querschnittselemente des Eisens nach dem erwähnten Verfahren — Druckspannungen hervorruft, gelten die gewöhnlichen Berechnungsmethoden.

Wenn dagegen auch Zugkräfte auftreten, so ist von der Zugfestigkeit des Betons abzusehen; die Achse, die den wirksamen Teil von dem wirkungslosen trennt, sowie die gesamten Kräfte sind nach folgenden Grundsätzen zu ermitteln:

a) Beibehaltung der ebenen Querschnitte,
b) Proportionalität der Spannungen zum Abstand der einzelnen Fasern von der erwähnten Achse.

25. Berechnung der Pfeiler. — Pfeiler, deren Verhältnis zwischen freier Knicklänge und geringster Querabmessung größer als 15 ist, sind als auf Punkten ruhende Körper zu berechnen, wobei auf etwaige Exzentrizität Rücksicht zu nehmen ist.

Die Querverbindungen der Bewehrung sind mit größter Sorgfalt auszuführen und wenigstens so eng anzubringen, daß sie die Möglichkeit seitlicher Ausbiegung der als isoliert anzusehenden Längsstäbe verhindern.

27. Die Druckspannung des Betons soll nicht über $^1/_5$ der Druckfestigkeit nach 25 tägiger Erhärtung hinausgehen. Diese Druckfestigkeit ist im Entwurf anzugeben und auf Verlangen durch Zeugnisse einer amtlichen Prüfungsanstalt nachzuweisen.

Auf die Zug- und Schubfestigkeit des Betons ist keine Rücksicht zu nehmen, wenn derartige Spannungen ausschließlich von der Eiseneinlage aufgenommen werden.

Homogenes Eisen darf auf Zug oder einfachen Druck (d. h. ohne Gefahr seitlicher Ausbiegung) nicht höher als mit 1000 kg und auf Schub nicht höher als mit 800 kg/cm² beansprucht werden.

Für verbundenes Eisen sind diese für homogenes Eisen zugelassenen Beanspruchungen auf $^4/_5$ zu ermäßigen.

XI. Aus dem „Bericht des Königlichen Instituts Britischer Architekten über Eisenbeton".

7. Für gewöhnliche Bauwerke kann eine Mischung von 1 Teil Zement zu 2 Teilen Sand einen festen, ausreichend wasserdichten Mörtel geben; wenn jedoch besondere Wasserdichtigkeit oder Festigkeit gefordert wird, muß der Zementzusatz vergrößert werden.

Der Zusatz von Zement zum Zuschlag muß auf dem Werkplatz nach Gewicht erfolgen. Das Gewicht von 1 m³ Zement ist für die Bemessung des Mischungsverhältnisses zu 1350 kg/m³ anzunehmen.

8. Das Eisen soll Flußeisen mit folgenden Eigenschaften sein:

a) einer Zugfestigkeit von mindestens 4220 kg/cm²,

b) einer Elastizitätsgrenze von nicht weniger als 50 vH. und nicht mehr als 60 vH. der Festigkeit.

Die Bewehrung muß an der Stelle, die sie nach dem Plane erhalten soll, angebracht und genau festgehalten werden; abgesehen von den etwaigen Rücksichten auf Feuersicherheit darf sie der Oberfläche des Betons bei Balken an keiner Stelle näher als 2,5 cm, in Decken oder anderen dünnen Bauteilen näher als 1,25 cm liegen.

10. Die Dicke des lockeren Betons, der eingestampft werden soll, darf vor dem Einstampfen nicht mehr als 7,6 cm betragen, besonders in der Umgebung der Eiseneinlagen.

12. Beseitigen der Stützen. — Die Zeit, während welcher die Stützen stehen bleiben sollen, hängt von verschiedenen Umständen ab, von den Abmessungen oder der Dicke der einzelnen Teile, dem Wasserzusatz beim Mischen, den Witterungsverhältnissen während des Anmachens und Einbringens usw. und muß dem Urteil der für das Bauwerk verantwortlichen Personen überlassen bleiben. Die Schalungen für Säulen, für die Seiten der Balken und die Unterseite der Decken von weniger als 1,22 m Spannweite sollen nicht vor 8 Tagen entfernt werden. Die Unterseiten von Balken und Decken von größerer Spannweite sollen wenigstens 14 Tage, weitgespannte Gewölbe wenigstens 28 Tage eingeschalt bleiben. Die Stützen von Decken in Gebäuden, die nicht sofort belastet werden, können nach kurzer Zeit entfernt werden, die Stützen solcher Teile, die sofort nach der Herstellung benutzt werden, müssen viel länger stehen bleiben. Wenn Frost während des Abbindens eintritt, so muß die Zeit um die Dauer des Frostes verlängert werden.

13. Proben. — Bevor die Einzelheiten eines bedeutenden Bauwerks festgestellt werden und während der Ausführung sind Betonprobekörper aus den zu verwendenden Baustoffen in dem vorgesehenen Mischungsverhältnis anzufertigen. Diese Probekörper sollen aus Würfeln von wenigstens 10 cm Seite oder aus Zylindern von 10 cm Durch-

messer und einer mindestens dem Durchmesser entsprechenden Höhe bestehen. Sie sind in Formen derartig herzustellen und zu stampfen, wie dies für das Bauwerk vorgesehen ist. Mindestens vier Würfel oder Zylinder sind zu jeder Probe, die 28 Tage nach der Herstellung vorzunehmen ist, zu verwenden. Die Körper sind auf Druck unter allmählicher und gleichmäßiger Steigerung der Belastung zu untersuchen. Das durchschnittliche Ergebnis dient als Festigkeitswert des Betons für die Berechnung: bei einer Mischung von 1 Teil Zement, 2 Teilen Sand und 4 Teilen Hartgestein darf die Festigkeit nicht weniger als 170 kg/cm² betragen.

Belastungsproben am Bauwerk selbst sollen nicht vor Ablauf von zwei Monaten nach der Herstellung des Betons vorgenommen werden. Die Probelast soll nicht über das $1^1/_2$fache der zufälligen Last hinausgehen. Bei teilweiser Belastung ist auf die Mitwirkung der anschließenden Teile des Bauwerks Rücksicht zu nehmen. Keinesfalls darf eine Belastung vorgenommen werden, die in irgend einem Teile der Bewehrung eine über $^2/_3$ der Elastizitätsgrenze des Flußeisens hinausgehende Beanspruchung hervorrufen könnte.

Berechnungsverfahren.

1. Belastungen. — Bei der Planung jedes Bauwerks sind in Betracht zu ziehen: a) das Eigengewicht; b) alle andere bleibende Last, wie Estrich, Fußboden usw.; c) die zufällige Last; d) in besonderen Fällen Zuschläge für Erschütterungen und Stöße.

Von allen möglichen Lastverteilungen ist diejenige in Rechnung zu ziehen, die die größte Anstrengung hervorruft.

a) Das Gewicht des Eisenbetons ist zu 2400 kg/m³ anzunehmen.

b) In Bauteilen, die stark wechselnder Belastung und mehr oder weniger heftigen Erschütterungen oder Stößen ausgesetzt sind, wie die Decken von Versammlungssälen, Fabriken, Werkstätten, ist der Zuschlag für Stöße zu $^1/_2$ der zufälligen Lasten zu nehmen. Bei starken Erschütterungen oder Stößen ausgesetzten Bauteilen, wie mit Maschinen belasteten Decken, Decken unter Durchfahrten und Höfen soll der Zuschlag für Stöße gleich der zufälligen Last angenommen werden.

c) Bei Säulen und Pfeilern in Gebäuden mit drei oder mehr Geschoßdecken ist die Belastung in den verschiedenen Geschossen folgendermaßen zu ermitteln. Für die oberste Geschoßdecke ist die volle zufällige Last dieses Geschosses anzusetzen, für das nächste Geschoß unter dem obersten 10 vH. weniger als die für dieses angenommene Nutzlast, für das nächste 20 vH. weniger usw. bis zu dem Geschoß, wo die Ermäßigung 50 vH. der anzunehmenden Belastung des Geschosses beträgt. Für alle tieferen Geschosse kann die zufällige Belastung der Säulen zu 50 vH. der für diese Geschosse anzunehmenden Lasten angesetzt werden.

2. Spannweiten. — Für Balken von Mitte zu Mitte der Auflager, für Decken, die an den Enden aufliegen, die reine Spannweite + Stärke der Decke, für kontinuierliche über mehr als ein Feld durchgehende Decken die Entfernung von Mitte zu Mitte der Auflager.

3. Biegungsmomente. — Im gewöhnlichsten Fall gleichmäßig verteilter Belastung sind folgende Biegungsmomente anzunehmen:

a) Balken oder Decken mit freier Auflagerung. Größtes Moment in der Mitte $= \frac{pl^2}{8}$.

b) Über mehrere Felder durchgehende oder eingespannte oder an jedem Ende in der Richtung festgehaltene Balken: Die größten Momente treten an den Enden auf, und der Balken ist an der Oberseite nahe den Enden zu bewehren. Ist die Kontinuität vollkommen gesichert, so ist das Biegungsmoment in Feldmitte $\frac{pl^2}{24}$ und über den Stützen $\frac{pl^2}{12}$. Ist die Kontinuität irgendwie unvollkommen, so wird das Moment in Feldmitte in der Regel größer und auf den Stützen kleiner sein, aber diese Voraussetzung ist sehr unsicher. Es erscheint erwünscht, das mittlere Moment nicht kleiner als $\frac{pl^2}{12}$ zu nehmen. Das Moment an den Enden hängt stark von der Befestigung der Enden in Lage und Richtung ab. Wenn mehr oder weniger vollkommene Kontinuität und Befestigung der Enden für die Bestimmung der Biegungsmomente nahe der Feldmitte vorausgesetzt werden kann, müssen Balken oder Decken so gestaltet und bewehrt werden, daß sie den entsprechenden Biegungsmomenten an den Enden widerstehen können.

Ist die Last nicht gleichförmig verteilt, so sind die Biegungsmomente nach den gewöhnlichen Regeln der Statik zu berechnen.

4. Spannungen. — Die inneren Kräfte werden wie bei homogenen Balken unter folgenden angenäherten Annahmen ermittelt:

a) Der Elastizitätskoeffizient von Stein- oder Kiesbeton mindestens 1 : 2 : 4 ist als konstant und zu $^1/_{15}$ von dem des Flußeisens zu wählen.

Koeffizient für Beton . . 140 000 kg/cm²
„ „ Eisen . . 2 100 000 „

Daraus folgt, daß im gleichen Abstand von der neutralen Achse die Spannung im Eisen 15mal größer ist als im Beton.

b) Betonzugspannungen werden vernachlässigt, die Eiseneinlagen nehmen alle Zugspannungen auf.

c) Die Eisenspannung wird als gleichmäßig auf kleinem Querschnitt verteilt, die Betonspannung als gleichmäßig abnehmend vorausgesetzt.

5. Beanspruchung des Bauwerks. — Ist der Beton von solcher Beschaffenheit, daß seine Bruchfestigkeit 170 bis 210 kg/cm² nach 28 Tagen beträgt, und hat das Eisen eine Mindestbruchfestigkeit von 4220 kg/cm², so sind folgende Spannungen zulässig:

Beton auf Druck in gebogenen Balken .	42,2 kg/cm²
Beton in Säulen unter einfachem Druck .	35,0 „
Beton auf Abscheren in Balken	4,2 „
Haften des Betons am Eisen	7,0 „
Eisen auf Zug	1055 bis 1195 „

Wenn die Zusammensetzung des Betons von der oben angegebenen abweicht, so ist die zulässige Druckspannung in Balken zu $^1/_4$, in Säulen zu $^1/_5$ der Bruchfestigkeit von Betonwürfeln ausreichender Größe und 28tägigem Alter anzunehmen. Ist härteres Eisen als oben angegeben verwendet, so ist die zulässige Zugspannung zu $^1/_2$ der Spannung an der Fließgrenze anzunehmen.

Der dann folgende Abschnitt über angenäherte Berechnung bietet nur in einzelnen Punkten bemerkenswertes. Das empfohlene Verfahren unterscheidet sich nicht von dem allgemein üblichen.

Bezüglich der Decken, die an mehr als zwei Seiten gestützt oder befestigt sind, sagt der Bericht, daß eine genügende Theorie solcher Platten bislang nicht gefunden

sei. In einem Anhang werden die Theorien von Grashof und Rankine mit der nach den französischen Bestimmungen zulässigen eingehend verglichen, ohne daß Stellung für eine von ihnen genommen wird.

Die Bewehrung der Säulen soll in der Regel mindestens 0,8 vH. der größten Querschnittsabmessung betragen. Querbügel sollen in Abständen, die mindestens das 24fache der kleinsten Querabmessung der Eisenstäbe betragen, angebracht werden.

Bei kurzen, achsial beanspruchten Säulen ist eine Berechnung auf Knicken nicht erforderlich, wenn die Betonspannung geringer als 35 kg/cm² und das Verhältnis der Länge zur kleinsten Seitenabmessung geringer als 18 ist.

Für die Berechnung langer Säulen mit Knickgefahr wird die sogen. Gordonsche Formel empfohlen $\left(\frac{P}{f} = \frac{1}{1 + \frac{l^2}{c n h^2}}\right)$; hierin soll $c = \frac{4\pi^2 E_b}{\sigma_b}$ sein, wo σ_b die äußerste Bruchspannung bedeutet; für $\sigma_b = 176$ und $E_b = 140\,000$ ist $c =$ rund 32 000. h ist die gesuchte Querabmessung der Säule, n eine von der Querschnittform abhängige Konstante. Nähere Erläuterungen über die Berechnung enthält ein Anhang, ein fernerer Erörterungen über die Werte von $\frac{E_e}{E_b}$.

XII. Aus den Normen für Eisenbetonkonstruktionen.

Herausgegeben vom Dänischen Ingenieurverein 1908.

Kontrolle. Bevor die Ausführung gestattet wird, kann verlangt werden die Einlieferung von Zeichnungen der Hauptanordnungen und aller nicht ganz alltäglicher Einzelheiten, von Berechnungen, von näheren Beschreibungen komplizierter Konstruktionen, des Arbeitsvorgangs usw., und endlich Angabe des Mischungsverhältnisses des Betons mit der Erklärung des Unternehmers, daß er sich verpflichtet, durch die unten erwähnte Güteprobe zu erweisen, daß die in den Berechnungen als zulässig angenommenen Spannungen nicht zu hoch sind.

Zu jeder Zeit während der Betonierung kann gefordert werden, daß in Gegenwart des Aufsichtsbeamten bis zu drei der unten näher beschriebenen Probebalken (bei größeren Bauten bis zu zwei Stück für je 10 000 Kr. der Übernahmesumme) angefertigt werden. Diese Probebalken sollen 2 m Länge, 9 cm Breite, 6 cm Höhe haben und mit zwei Stück 7 mm R.-E., die an den Enden umgebogen und in einem Abstand von 1 cm von der Mitte des Eisens bis zur Unterseite des Balkens angebracht sein sollen, bewehrt sein. Wenn die Balken 28 Tage alt auf zwei Stützen mit 1,80 m Lichtweite angebracht mit einer allmählich zunehmenden Einzellast P in der Mitte belastet werden, darf der Bruch erst eintreten, wenn P(kg) $= \sigma_b$, wo σ_b den Wert der Bruchfestigkeit des Betons bezeichnet, auf die bei der Dimensionierung gerechnet wurde.

Nachdem der Bruch eingetreten ist, ist der Abstand von der Mitte der Eiseneinlage bis zur Oberfläche des Balkens zu messen. Für jedes gemessene Millimeter mehr oder weniger als der oben angegebene Abstand (50 mm) kann σ_b 3,5 vH. kleiner oder größer wie die beobachtete Bruchlast P gerechnet werden. Für mehrere gleichzeitig angefertigte Probebalken soll P den Durchschnitt der einzelnen Bruchbelastungen bedeuten.

Die Kosten der Herstellung und Belastung der Balken soll der Unternehmer tragen.

Nachdem die Arbeit fertiggestellt ist, kann untersucht werden, ob die Erhärtung hinlänglich vorgeschritten ist.

Weiter kann, wenn dies als notwendig erachtet wird, eine Belastungsprobe vorgenommen werden. Die hierbei angewandte Belastung darf im allgemeinen 1,5 der in der Berechnung vorgesehenen Belastung nicht überschreiten. Die Probebelastung darf nicht früher als 45 Tage nach Beendigung der Betonierung aufgebracht werden.

Wenn die begründete Vermutung vorliegt, daß die Konstruktion oder ein Teil derselben infolge von Überlastung, Ausführungsfehlern usw. eine geringere Tragfähigkeit als ausbedungen besitzt, oder wo die oben erwähnten Probebalken eine kleinere Bruchfestigkeit, als vorausgesetzt wurde, ergeben haben, kann man bis zum dreifachen Betrage der vorgesehenen Belastung gehen. Eine solche strengere Probebelastung darf erst drei Monate nach Beendigung der Betonierung vorgenommen werden.

Die Belastung ist immer mit möglichster Vorsicht aufzubringen, aber so zu verteilen, daß sie die größte Beanspruchung des Bauteils herbeiführt, dessen Tragfähigkeit untersucht werden soll; sie soll 24 Stunden auf dem Probestück verbleiben. Das Ergebnis einer Probebelastung kann als ausreichend gelten, wenn sich während des letzten Drittels der genannten 24 Stunden kein Zuwachs an Durchbiegung gezeigt und wenn sich im ganzen keine wesentliche bleibende Formänderung eingestellt hat. In Zweifelsfällen soll die Probebelastung wiederholt werden, und darf sich dann kein Zuwachs der bleibenden Formänderungen zeigen.

Berechnung. Platten und Balken mit Endunterstützung durch eine Wand sollen hier als „einfach gestützt" betrachtet werden. Die Stützweite für Platten ist gleich der Lichtweite, für Balken gleich dem Abstand der Mitten der theoretisch notwendigen Stützflächen anzunehmen.

Platten, welche zusammenhängend mit Balken hergestellt werden, werden als teilweise eingespannt mit $\frac{pl^2}{10}$ in den Feldmitten und $\frac{pl^2}{16}$ auf den Stützen berechnet.

Platten, die an allen vier Seiten unterstützt und kreuzweise bewehrt sind, werden berechnet nach $M = \frac{pb^2}{6} \frac{1}{\left(1 + \frac{b^2}{a^2}\right)^2}$ und $M = \frac{pa^2}{6} \frac{1}{\left(1 + \frac{a^2}{b^2}\right)^2}$, wenn $a > b$, und nach $M = \frac{pb^2}{24}$, wenn $a = b$ ist, wenn die Platten einfach gestützt sind; bei teilweiser Einspannung kann mit $^3/_4$ dieser Momente gerechnet werden.

Bei den Auflagern ist anzunehmen, daß das Auflager von der Länge b mit $\frac{pb^2}{4}$, das Auflager von der Länge a mit $\frac{pab}{2} - \frac{pb^2}{4}$, als Trapezbelastung wirkend, belastet wird.

Bei Säulen, die nicht mit den unterstützten Balken zusammen hergestellt werden, soll mit etwaiger Exzentrizität des Druckes gerechnet werden. Bei Säulen, die mit dem Balken aus einem Stück bestehen, kann auf die Biegung der Säule durch einseitige Belastung des Balkens Rücksicht genommen werden; falls nicht genauere Berechnung erfolgt, muß die Säule z. B. wenigstens ebenso stark dimensioniert werden, wie wenn der Träger über der Säule aufgeschnitten wäre und der Druck daher bei einseitiger Belastung exzentrisch wirkte.

Das Verhältnis der Elastizitätskoeffizienten von Eisen und Beton ist zu 15 anzunehmen.

Die zulässige Eisenspannung ist zu $r_e = \frac{g + p}{g + 4p} \cdot 3500$ kg/cm², jedoch kleiner als 1200 kg/cm² anzunehmen.

(Fortsetzung auf S. 156.)

Tabelle der in nordamerikanischen Städten

	1 New York Bezirk Manhattan	2 Bezirk Brooklyn	3 Buffalo N. Y.	4 Boston Mass.	5 Chicago Ill.
Betonmischung	1:2:4	1:2:4	1:2:5	1:5	1:3:5
Mischverfahren	naß	naß	naß	—	naß
Stärke der Steine [a) Gründungen, Säulen, c) Platten] in cm	2	a) 5 b) 2	2	—	2
Betonproben (Druckfestigkeit nach 28 Tagen in kg/cm²)	140	140	140	140	—
Zulässige Betondruckspannung bei Biegung in kg/cm²	35	35	35	35—42	35
Zulässige Betonzugspannung	—	—	—	—	—
Zulässige Betondruckspannung bei unmittelbarem Druck in kg/cm²	24,6	28	24,6	24,6	24,5
Scherspannung im Beton in kg/cm²	3,5	5,3	3,5	4,2	5,3
Haftspannung zwischen Beton und Eisen in kg/cm²	3,5	5,3	3,5	4,2	5,3
Verhältnis der Elastizitätsmodulen	$\frac{1}{12}$	$\frac{1}{12}$	$\frac{1}{12}$	Balken und Decken $\frac{1}{15}$, Säulen $\frac{1}{10}$	$\frac{1}{12}$
Beanspruchung der Säulen mit horizontalen Bügeln	24,6	42—52,7	—	—	—
Beanspruchung der Säulen mit Spiralbügeln	besondere Formel	Eisen 562 Beton 70,3	—	—	—
Säulen. Verhältnis der Höhe zum kleinsten Durchmesser	$\frac{1}{12}$	$\frac{1}{13}$	$\frac{1}{16}$	120 mal dem kleinsten Trägheitsradius	$\frac{1}{12}$
Geringste Betonumhüllung der Eisen in Säulen in cm	—	5	—	3,8	Durchmesser der Stäbe
Geringste Betonumhüllung der Eisen in Balken in cm	—	1½ mal dem Durchmesser der Stäbe bis 3,8 max.	—	3,8	—
Geringste Betonumhüllung der Eisen in Decken in cm	—	wie vor	—	2	—
Geringste Betonumhüllung der Eisen in Mauern in cm	—	Durchmesser der Stäbe bis 2,5 max.	—	—	—
Eisenzugspannung	1125	1125	1125	1125	$\frac{1}{3}$ der Elastizitätsgrenze
Eisenschubspannung	700	700	700	700	700
Abstand der Bügel in Säulen	kleinste Abmessung der Säule	1½ der kleinsten Abmessung der Säule	kleinste Abmessung der Säule	—	kleinste Abmessung der Säule
Geringste Dicke der Decke	—	9 cm	—	—	—
Breite des für Plattenbalken anzurechnenden Plattenteils	10 mal der Breite des Balkens	10 mal der Breite des Balkens	10 mal der Breite des Balkens	$\frac{1}{3}$ der Spannweite der Rippe	5 mal der Dicke der Platte
Zulässige Durchbiegung bei Probebelastungen	dreifache Last darf keine Mängel ergeben	bei doppelter Last $\frac{1}{700}$ Durchbiegung	dreifache Last darf keine Mängel ergeben	—	bei doppelter Last $\frac{1}{700}$ Durchbiegung

bestehenden Vorschriften für Eisenbetonbauten.

6 Denver Col.	7 Louisville Ky.	8 Toledo Ohio	9 San Francisco Cal.	10 National fire protection Association	11 Rochester N. Y.
1:2:3	1:2:4	1:2:4	1:3:5 und 1:2:4	1:3:5	1:2:5
naß	—	naß	naß	naß	—
a) 5 b) 5 c) 2	a) 5 b) 3,8 c) 2	2	a) 5 b) 2,5 c) 2,5	2	5
—	—	140	140	140	—
35	49	35	35	35	—
—	—	—	—	—	—
31,6	49	24,6	31,6	24,6	16
3,5	2,1	3,5	5,3	3,5	—
5,3	2,1	3,5	5,3	3,5	—
$\frac{1}{15}$	--	$\frac{1}{12}$	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{18}$	—
—	—	49,2	—	Eisen 422 Beton 24,6	—
—	—	—	49,2	—	—
$\frac{1}{15}$	—	$\frac{1}{12}$	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{12}$	—
3.8	5	—	3,8	4 mal dem Durchmesser der Stäbe bis 10 max.	—
3,2	--	—	$1^1/_2$ Durchmesser	4 Durchmesser der Stäbe bis 10 max.	—
1,3	—	—	2,5	2,5	—
—	—	—	2,5	—	—
$\frac{1}{3}$ der Elastizitätsgrenze	844 bis 1266	1125	$\frac{1}{3}$ der Elastizitätsgrenze	$\frac{1}{4}$ der Zugfestigkeit	1125
700	700	700	700	700	700
kleinste Abmessung der Säule	—	kleinste Abmessung der Säule	kleinste Abmessung der Säule	kleinster Durchmesser der Säule	—
—	—	—	9 cm	—	—
5 mal der Breite der Rippen	—	5 mal der Breite der Rippen	5 mal der Dicke der Decke	—	—
bei doppelter Last $\frac{1}{700}$ Durchbiegung	—	bei dreifacher Last keine Mängel	bei doppelter Last $\frac{1}{700}$ Durchbiegung	—	—

Tabelle der in nordamerikanischen Städten

	1 New York Bezirk Manhattan	2 Bezirk Brooklyn	3 Buffalo N. Y.	4 Boston Mass.	5 Chicago Ill.
Biegungsmomente, Balken	$\frac{pl^2}{8}$	$\frac{pl^2}{8}$	$\frac{pl^2}{8}$	bei Kontinuität $\frac{pl^2}{10}$	$\frac{pl^2}{8}$
Biegungsmomente, kontinuierliche Decken	$\frac{pl^2}{10}$	$\frac{pl^2}{10}$	$\frac{pl^2}{10}$	$\frac{pl^2}{10}$	$\frac{pl^2}{8}$
Biegungsmomente für ringsum aufliegende Platten	$\frac{pl^2}{20}$	$\frac{pl^2}{20}$	$\frac{pl^2}{20}$	—	$\frac{pl^2}{20}$
Geringster Eisenquerschnitt in Säulen	—	$\frac{1}{260}$	—	—	—

Übersicht der wichtigeren Bestimmungen

	Deutsche Leitsätze des Betonvereins und der Arch.- u. Ing.-Ver.	Preußen Bestimmungen für Hochbauten	Preußen Bestimmungen für Eisenbahnbauten	Württembergische Eisenbahnen	Österreich Bestimmungen für Hochbauten und Straßenbrücken
Betonmischungsverhältnis	—	—	—	—	1 : 3 1 : 4 1 : 5
Geforderte kleinste Betondruckfestigkeit in kg/cm²	180 bis 200	—	—	180—200	1 : 3—170 1 : 4—150 1 : 5—130
Größe und Form der Betonprobekörper	Würfel, 30 cm Seite	Würfel, 30 cm Seite	Balken, 2 m Lichtweite, 15/30 cm ohne Eisen, auf Biegung bei Belastung durch Einzellasten	Würfel 30 cm Seite	Würfel, 20 cm Seite
Alter der Probekörper bei der Prüfung, Tage	28	28	28	28	42
Ausschalungsfristen	Deckenplatten nach wenigen Tagen, Balken nach 14 Tagen	Deckenplatten nach 8 Tagen, Balken nach 3 Wochen	—	Seitenschalungen 3 Tage, sonstige 14 Tage	4 Wochen, seitliche Schalungen nach 8 Tagen
Probebelastungen, Größe der aufzubringenden Last (g Eigenlast, p Nutzlast)	$0{,}8\,g + 1{,}8\,p$	$0{,}5\,g + 1{,}5\,p$	—	$1.5\,(g + p)$	$1{,}5\,p$
Alter der Bauteile bei der Probebelastung	45 Tage	45 Tage	—	45 Tage	42 Tage
Biegungsmomente für durchgehende Platten mangels genauer Berechnung	$\frac{pl^2}{10}$	$\frac{pl^2}{10}$	—	bis 2 Öffn. $\frac{gl^2}{14} + \frac{pl^2}{10{,}5}$ bis 3 „ $\frac{gl^2}{12{,}5} + \frac{pl^2}{10}$	—
Anzurechnende Breite der Platte bei Plattenbalken	$b = \frac{l}{3}$	$b = \frac{l}{3}$	—	$b = \frac{l}{3}$ aber $<$ die Rippenentfernung	—
Berechnung ringsum aufliegender Platten	—	$M = \frac{pb^2}{12}$, wobei $a < 1{,}5\,b$	—	$M = \frac{pa^2}{8} \cdot \frac{b^3}{a^3 + b^3}$	$M = \frac{a^2 b^4}{a^4 + b^4} \cdot \frac{p}{8}$
Geringste Stärke der Platten	—	8 cm	—	8 cm	—

bestehenden Vorschriften für Eisenbetonbauten.

6 Denver Col.	7 Louisville Ky.	8 Toledo Ohio	9 San Francisco Cal.	10 National fire protection Association	11 Rochester N. Y.
$\frac{pl^2}{8}$	—	$\frac{pl^2}{8}$	$\frac{pl^2}{8}$	$\frac{pl^2}{8}$	—
$\frac{pl^2}{12}$	—	$\frac{pl^2}{10}$	$\frac{pl^2}{12}$	$\frac{pl^2}{10}$	—
$\frac{pl^2}{20}$	—	$\frac{pl^2}{20}$	$\frac{pl^2}{20}$	$\frac{pl^2}{20}$	—
—	—	—	—	—	—

europäischer Länder.

Österreich Bestimmungen für offene Durchlässe bei Eisenbahnen	Schweiz	Schweizerische Eisenbahnen	Frankreich	Italien	England	Dänemark
1 : 1½ : 1½ bis 1 : 2 : 2	800 kg Zement auf 1 m³ Beton	—	—	300 kg Zement auf 0,4 m³ Sand und 0,4 m³ Kies	1 : 2 : 4	—
1 : 1½ : 1½—210 1 : 2 : 2—160	160	—	—	150	170	—
Würfel, 20 cm Seite	Würfel, 16 cm Seite, oder Prismen 12 . 12 . 36	—	Würfel, 20 cm Seite	Würfel, 10 bis 15 cm Seite	Würfel, 10 cm Seite	Balken 18 m Stützweite, 9 · 6 cm Stärke und 2 R.-E. 7 mm, auf Biegung
28	28	28	90	28	28	28
4 bis 6 Wochen, seitliche Schalung eventl. früher	Platten nach 10 Tagen, Träger von 3 bis 6 m Länge nach 20 Tagen, längere Träger und Säulen 30 Tage	—	—	Decken von 1,5 m Spannweite 10 Tage	Seitenschalungen 8 Tage, sonstige 14 Tage	Seitenschalungen 3 Tage, Balken und Platten von < 3 m Spannweite 10 Tage, größerer Spannweite 20 bis 30 Tage
—	1,5 p	1 p	1 p	die rechnungsmäßige Last, höchstens mit 100 vH. Zuschlag	1,5 p	1,5 p
—	45 Tage	—	90 Tage bei großen Bauten, 45 Tage bei geringeren Bauten, 30 Tage bei Decken	60 Tage	60 Tage	45 Tage
—	$\frac{pl^2}{10}$	—	entsprechend den tatsächlichen Auflagerverhältnissen	$\frac{pl^2}{10}$	$\frac{pl^2}{12}$ bei unvollkommener Kontinuität	$\frac{pl^2}{10}$
—	—	$b = \frac{l}{3}$	$b = \frac{l}{3}$ und $< \frac{3}{4}$ der Rippenentfernung	$b = \frac{l}{3}$	$b = \frac{l}{3}$ oder $\frac{3}{4}$ der Rippenentfernung	$b = \frac{l}{3}$
—	—	—	$M = \frac{1}{1 + \frac{2a^4}{b^4}} \cdot \frac{p}{8}$	—	$M = \frac{a^4}{a^4 + b^4} \cdot \frac{p}{8}$ oder $= \frac{a^4}{a^4 + 2b^4} \cdot \frac{p}{8}$	$M = \frac{a^2}{\left(1 + \frac{a^2}{b^2}\right)^2} \cdot \frac{p}{6}$
—	—	—	—	—	—	—

Übersicht der wichtigeren Bestimmungen

	Deutsche Leitsätze des Betonvereins und der Arch.- u. Ing.-Ver.	Preußen Bestimmungen für Hochbauten	Preußen Bestimmungen für Eisenbahnbauten	Württembergische Eisenbahnen	Österreich Bestimmungen für Hochbauten und Straßenbrücken
Geringste Betonstärke über den Eisen	1 m, bei weniger als 1 cm Stabdicke 0,5 cm	1 cm in Platten, 2 cm in Balken	—	1 cm in Platten, 2 cm in Balken und Stützen	1 cm
Prozentbetrag der Längsbewehrung in Stützen	—	—	—	1 vH. der Betonfläche	mindestens 0,8 vH des Betonquerschnitts
Belastungszuschläge	die üblichen	50 vH. bei starken Erschütterungen und Wechseln, 100 vH. bei Stößen	nach Sonderbestimmungen	—	30 vH. bei Erschütterungen, 50 vH. bei Stößen, bei Brücken Sonderbestimmungen
Verhältniszahl $n = \frac{E_e}{E_b}$	15	15	10	15	15
Berücksichtigung der Betonzugspannungen	—	bei Bauten, die der Nässe oder dem Rauch ausgesetzt sind	bei Bauten, die der Nässe oder dem Rauch ausgesetzt sind	—	ja, mit $n = 37,5$
Säulen, Verhältnis der Breite zur Höhe, bei dem auf Knicken nicht zu rechnen ist	je nach Betonbeanspruchung $\frac{1}{14}$ bis $\frac{1}{18}$ bei runden Säulen, $\frac{1}{17}$ bis $\frac{1}{21}$ bei rechteckigen Säulen	$\frac{1}{18}$	—	—	$\frac{l}{i} = 20$
Säulen, Abstand der Querbügel	gleich der Säulendicke	gleich der Säulendicke, aber $< \frac{1}{30}$ der Stärke der Längsstäbe	—	gleich der Säulendicke aber $< \frac{1}{30}$ der Stärke der Längsstäbe	gleich der Säulendicke
Knickformel	—	Euler	—	$\sigma_k = \sigma \cdot \left(1 + 0{,}0001 \frac{F l^2}{J}\right)$	bei zentrischer Belastung ist die Ziffer der zulässigen Spannung mit $1{,}12 - 0{,}006 \frac{l}{i}$ zu multiplizieren
Zulässige Eisenzugspannung (Flußeisen) in kg/cm²	1000	1000	800, 1000, 1200, je nach Spannweite des Gleisunterbaues	1000 bei geringen Erschütterungen 750 bei größeren Erschütterungen	950, bei Brücken 800 − 3 l bis 900
Zulässige Betondruckspannung bei Biegung in kg/cm²	40 kg bei 180 bis 200 kg Druckfestigkeit, sonst bis 50	$\frac{1}{6}$ der Druckfestigkeit	$\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{5}$ der Druckfestigkeit	40 bezw. 30, je nach der Stärke der Erschütterungen	32 bis 40, je nach Mischungsverhältnis (1:5 bis 1:3)
Zulässige Betondruckspannung in Stützen in kg/cm²	35	$\frac{1}{10}$ der Druckfestigkeit	—	35 bezw. 25, je nach Stärke der Erschütterungen	22 bis 28 bei zentrischem Druck
Zulässige Betonzugspannung in kg/cm²	—	$\frac{2}{3}$ der Zug- oder $\frac{1}{10}$ der Druckfestigkeit	$\frac{1}{1,3}$ bis $\frac{1}{2,5}$ der Zugfestigkeit	—	21,5 bis 24, je nach Mischungsverhältnis
Zulässige Schubspannung in kg/cm²	4,5	4,5	—	3 bis 4,5 bei größeren Erschütterungen 2 bis 3 bei geringen Erschütterungen	3,5 bis 4,5
Zulässige Haftspannung in kg/cm²	7,5	4,5	—	7,5 bezw. 5, je nach Stärke der Erschütterungen	4,5 bis 5,5

europäischer Länder

Österreich Bestimmungen für offene Durchlässe bei Eisenbahnen	Schweiz	Schweizerische Eisenbahnen	Frankreich	Italien	England	Dänemark
—	—	—	1,5 bis 2 cm	—	2,5 cm bei Decken, 3,8 bis 5 cm bei Balken	—
—	—	—	—	—	0,8 vH. der größten Querschnittsabmessung	0,75 bis 2 vH. der Querschnittsfläche
Sonderbestimmungen	—	50 vH. bei Stößen für Hochbauten, für Brücken Sonderbestimmungen	bei Stößen und Belastungswechsel darf das Eisen nur bis 0,4 der Elastizitätsgrenze beansprucht werden, bei starkem Wechsel bis 0.25	25 vH. bei Stößen	50 vH. bei Erschütterung und Wechsel, 100 vH. bei Stößen	—
15 bei Eisendruckspannung	20	15	8 bis 15, je nach der Bewehrung	10	15	15
—	—	Betonzugspannungen sind überall nachzuweisen.	bei Berücksichtigung der Formänderungen also auch bei eingespannten und kontinuierlichen Balken	—	—	—
—	—	—	$\frac{1}{20}$	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{18}$	—
—	—	—	wechselnd mit dem Wert n	—	gleich dem 24fachen Durchmesser der Längsstäbe	gleich dem 15fachen Durchmesser der Längsstäbe
—	—	—	Rankine	—	Gordon	—
$750 + 4\,l$	$1300 - 5\,\sigma_{bz}$	Hochbauten 1000, Ingenieurbauten 800	Hälfte der Elastizitätsgrenze	1000	1055 bis 1195	1200 bezw. $\frac{g+p}{g+4p} \cdot 3500$
35 bis 2 m Lichtweite 30 über 2 m Lichtweite	35	20 bei anderen Bauten 30 bei Hochbauten,	28 vH. der Druckfestigkeit nach 90 Tagen	20 vH. der Druckfestigkeit nach 25 Tagen	42.2 bei Beton von 170 bis 220 kg Festigkeit bezw. $\frac{1}{4}$ der Festigkeit	$\frac{2}{9}$ der Biegungsfestigkeit bezw. $\frac{g+p}{g+6p}\,\sigma'$ (Bruchfestigkeit)
—	—	—	—	—	35 bezw. $\frac{1}{5}$ der Festigkeit	—
—	—	30 bei Hochbauten, 20 bei anderen Bauten	—	—	—	—
—	4	4 bei Hochbauten, 3 bei anderen Bauten	$\frac{1}{10}$ der Druckspannung	—	4,2	$\frac{1}{8}$ der Druckspannung
—	—	4 bei Hochbauten, 3 bei anderen Bauten	$\frac{1}{10}$ der Druckspannung	—	7	$\frac{1}{8}$ der Druckspannung

(Fortsetzung von S. 149.)

Die zulässige Betondruckspannung ist $r_b = \frac{g+p}{g+6p}\sigma_B$, doch $r_b < \frac{2}{g}\sigma_b$, wo σ_b die rechnungsmäßige Bruchspannung ist, die sich aus den oben erwähnten Biegungsversuchen mit Balken ergibt. Die Zahl σ_b soll von dem Unternehmer je nach dem in Aussicht genommenen Mischungsverhältnis gewählt werden, und der Unternehmer muß sich der oben erwähnten Kontrolle unterwerfen. Die zulässige Haft- und Schubspannung ist $\frac{1}{8} r_b$.

Die zulässige Druckspannung für eine zentrisch beanspruchte Säule ist $\frac{r_b}{1+0{,}0001\left(\frac{l}{i}\right)^2}$, wo i den kleinsten Trägheitsradius des Querschnitts bedeutet. Die zulässige Druckspannung für eine exzentrisch belastete Säule ist $\frac{r_b}{1+\frac{f_0}{k}+0{,}0001\left(\frac{l}{i}\right)^2}$ wo f_0 die Exzentrizität und k der Kernradius des Querschnitts ist.

Literatur-Nachweis.

Einheitliche Bestimmungen für Eisenbetonbauten in Deutschland. B. u. E. 1905, S. 248.

Labes, Wie kann die Anwendung des Eisenbetons in der Eisenbahnverwaltung wesentlich gefördert werden? Zentralbl. d. Bauverw. 1906, S. 327.

Die Stellung der preußischen Eisenbahnverwaltung zur Anwendung des Eisenbetons. Deutsche Bauztg., Mitt. über Zement, Beton- u. Eisenbetonbau 1906, Nr. 17.

Koenen, Wie kann die Anwendung des Eisenbetons in der Eisenbahnverwaltung wesentlich gefördert werden? Zentralbl. d. Bauverw. 1907, S. 520.

Melan, Über Berechnungsnormen für Tragwerke aus Eisenbeton. Kritische Bemerkungen zu den Labesschen Berechnungsvorschriften für Ingenieurbauten in Eisenbeton. B. u. E. 1907, S. 51.

Haimovici, Wie kann die Anwendung des Eisenbetons in der Eisenbahnverwaltung wesentlich gefördert werden? B. u. E. 1906, Heft XII und 1907, Heft I.

Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten. B. u. E. 1907, S. 186.

Adutt, Einige Bemerkungen und Ergänzungen zu den neuen preußischen Bestimmungen von 1907. B. u. E. 1907, S. 296.

Saliger, Die neuen amtlichen Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten in Preußen. Österr. Wochenschr. f. d. öff. Baudienst 1907, S. 509.

Schüle, Über Vorschriften für den armierten Beton. Die preußischen Bestimmungen vom 24. Mai 1907. Schweiz. Bauztg. 1907, S. 15.

Heintel, Haft- und Schubspannungen in Eisenbetonkonstruktionen und die preußischen Bestimmungen. Deutsche Bauztg., Mitt. über Zement, Beton- u. Eisenbetonbau 1907, Nr. 5.

Pilgrim, Die Berücksichtigung der Zugspannungen des Betons bei Eisenbetonkonstruktionen. B. u. E. 1908, S. 22.

Graf, Die gemäß den neuen amtlichen Bestimmungen von 1907 zulässigen Spannungen. Zement und Beton 1908, Nr. 8.

Graf, Die Ergebnisse neuerer Versuche mit Eisenbetonbalken im Vergleich mit den amtlichen preußischen Bestimmungen. B. u. E. 1908, S. 191.

Landmann u. Ramisch, Über die Notwendigkeit der Berechnung von Betonzugspannungen in Betonplatten nach den ministeriellen Vorschriften. Baugewerksztg. 1908, Nr. 44.

Österreichische Regierungsvorschriften. B. u. E. 1908, S. 36.

Haberkalt u. Postuvanschitz, Die Berechnung der Tragwerke aus Eisenbeton oder Stampfbeton bei Hochbauten und Straßenbrücken auf Grund der Vorschriften des k. k. Ministeriums des Innern. Wien 1908.

Vorschriften über die Herstellung von Tragwerken aus Stampfbeton oder Betoneisen bei Hochbauten in Österreich. Zusammenstellung jener wichtigsten Bestimmungen des Erlasses von 1907, deren Klarstellung oder Abänderung notwendig ist. B. u. E. 1908, S. 401.

Vereinsbericht über die Versammlung des österreichischen Betonvereins am 26. Januar 1909. B. u. E. 1909, S. 73.

Bericht über die Vortragsversammlung des österreichischen Betonvereins vom 26. Januar 1909. Komm.-Verl. Lehmann u. Wentzel, Wien.

Bestimmungen der k. k. Eisenbahnbaudirektion für die Berechnung und Ausführung von Eisenbetontragwerken für Durchlässe. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1907, S. 40.

Postuvanschitz, Beitrag zur Frage des rechnerischen Nachweises der Betonzugspannung für auf Biegung beanspruchte Tragwerke in Betoneisen. B. u. E. 1907, S. 157.

Die Vorschriften des k. k. Ministeriums des Innern über die Herstellung von Tragwerken aus Stampfbeton oder Betoneisen. Wiener Bauindustrieztg. 1908, Nr. 17, 18.

Österreichische Regierungsvorschriften für Stampfbeton und Eisenbeton. Zement u. Beton 1908, S. 13.

Wuczkowski, Die österreichischen amtlichen Vorschriften betr. die Herstellung von Tragwerken aus Stampfbeton oder Eisenbeton. B. u. E. 1908, S. 104.

Erwiderungen darauf. B. u. E. 1908, S. 181.

Melan, Die österreichischen Vorschriften für Eisenbetonbauten. Rundschau für Technik u. Wirtschaft 1908, Nr. 8.

Haberkalt, Die österreichischen Vorschriften über die Herstellung von Tragwerken aus Eisenbeton. Zentralbl. d. Bauverw. 1908, S. 235.

Französischer Ministerialerlaß betr. Eisenbetonbau. Génie civil 1907, Nr. 10 u. 11.
Derselbe in „Le ciment" 1906, November, besprochen und erläutert.

Französisches Reglement für Betoneisenkonstruktionen. Cemento 1906, Heft 12.

Commissions du ciment armé. La construction moderne 1907, S. 380.

Règlements relatifs à la construction des ouvrages en ciment armé. Le ciment armé 1908, Mai u. Juni.

Mörsch, Über die Vorschriften für Eisenbeton. Deutsche Bauztg., Mitt. über Zement, Beton- u. Eisenbetonbau 1908, S. 12 u. 19, sowie Deutsche Bauztg. 1908, S. 60, 62, 107, 115.

Circulaire prussienne relative aux constructions en ciment armé. Le ciment 1907, Nr. 9.

Haberkalt, Neuere Vorschriften betr. die Bauweise in Betoneisen (Besprechung der französischen Bestimmungen und der schweizerischen auf Eisenbahnbauten bezüglichen Vorschriften). Österr. Wochenschr. f. d. öff. Baudienst 1907, S. 3.

Soll die Ausführung der Werke aus Betoneisen einem Reglement unterzogen werden? Cemento 1906, Nr. 10.

Die italienischen Vorschriften. Politecnico 1906, Nr. 23.

Normen und Vorschriften für die Ausführung der Werke aus Betoneisen. Monitore tecnico 1906, Nr. 23.

Vorschriften und Bedingungen für hydraulische Materialien und für Konstruktionen aus Betoneisen. Giornale del genio civile 1907, Januar.

Il calcolo delle travi inflessi in cemento armato secondo le norme ministeriali italiane. Il cemento 1908, S. 253.

The report of the Royal Institute of British Architects on reinforced concrete. Cement and Engineering News, Chicago 1907, S. 161.

New reinforced Concrete Regulations in Philadelphia. The Engineering Record, Vol. 56, S. 477.

Miller, Legal requirements in regard to Concrete Building constructions. Engineering News, Vol. 55, S. 96.

Burchartz, Neue Bestimmungen der städtischen Baupolizei in Philadelphia für die Ausführung von Eisenbetonkonstruktionen bei Hochbauten. B. u. E. 1908, S. 18.

Vorläufiger Vorschlag zu Bestimmungen für Eisenbetonkonstruktionen, von einem Ausschuß des Dänischen Ingenieurvereins aufgestellt. Ingeniören 1907, Nr. 30.

Normen des Dänischen Ingenieurvereins. Tonindustrieztg. 1907, Nr. 130.



XIII. Kapitel.

Bauunfälle.

Bearbeitet von Dr. Ingenieur **F. von Emperger**, k. k. Oberbaurat, Wien.

Einleitung.

Auf allen Gebieten der Bautechnik gilt der Satz, daß die Geschichte der Bauunfälle eine Geschichte des technischen Fortschritts ist, und daß dieselben sich als die besten Lehrmeister für die richtige Behandlung der Baustoffe erwiesen haben. Der modernen Wissenschaft ist es vorbehalten geblieben, sich durch den Versuch von der Güte des Materials und von der Wirkungsweise einer Baukonstruktion gefahrlos zu überzeugen, und so dasjenige, was technisches Gefühl oder eine klug ausgedachte Theorie als als richtig vermuten lassen, einwandfrei als solches zu bestätigen. Ich habe deshalb die von mir bei Vorlesungen vorgeführten Belastungsproben in populärem Sinne als Probeeinstürze bezeichnet. Es wäre aber Überschätzung dieser wissenschaftlichen Methoden, wenn man behaupten wollte, daß sie uns ganz über die Notwendigkeit hinwegsetzen, durch das erstgenannte schärfere Lehrmittel auf den richtigen Weg hingelenkt zu werden. Es liegt einmal in der menschlichen Natur, daß die in wissenschaftlichen Laboratorien gezeitigten Wahrheiten auf die maßgebende Menge der Fachgenossen nicht jenen Eindruck machen, als wenn sie gepaart mit dem grausigen Entsetzen einer Katastrophe in Erscheinung treten, die Hunderte von Menschenleben kostet. Vergleichen wir z. B. ein mir naheliegendes Beispiel dieser Art. Einerseits die Wirkung meiner Versuche mit Eisensäulen, mittels welcher ich bereits im Märzheft Beton u. Eisen 1907 die Folgen nachgewiesen hatte, die aus einer unzulänglichen Verbindung von mehreren Walzprofilen zu einer Säule entstehen können, und anderseits die Katastrophe von Quebec am 29. August desselben Jahres, also sechs Monate später. Während ich behaupten darf, daß die von mir aufgedeckten Tatsachen nur im engsten Kreise Beachtung fanden, hat dieser ungeheure Unglücksfall mit einem Schlage der ganzen Welt diese Lücke in unserem Wissen zum Bewußtsein gebracht.

Wenn es noch eines weiteren Beweises bedürfte, welches notwendige Requisit Bauunfälle für einen Fortschritt auf diesem Gebiete sind, so ergibt sich dies aus einigen Daten des Eisenbrückenbaues als des älteren Bruders des Eisenbetons zur Genüge. Die Erinnerung ist schon deshalb nicht ohne Interesse, weil dieser ältere Bruder nur zu leicht geneigt ist zu behaupten, daß er solch einer Schlechtigkeit überhaupt nicht fähig wäre. Wir wollen daher sein Gedächtnis schon deshalb auffrischen, weil eine nicht immer naive Tagespresse jeden Unfall im Eisenbau auf das Konto des Eisenbetons überschreibt, mit dem Hinweise, daß in dem Bau irgendwo etwas betoniert worden ist. Ich erinnere nur an den Einsturz des Straßenbahnwagenschuppens in Favoriten[1]) und an jenen der Sängerhalle in Görlitz;[2]) in welchen beiden Fällen ein Eisenbetonunfall in die Welt hinausposaunt wurde, obwohl hierzu bei diesen Eisentragwerken nicht der geringste Anlaß vorhanden war. Nun stand der Eisenbeton bis vor kurzem noch in den Kinderschuhen und mancher Unfall ist ein Ausfluß diesen Zustandes. Gerade aber da kam es in Betracht, daß die Fabrikation auf der Baustelle

[1]) Beton u. Eisen 1906, S. 33, 86 und 147.
[2]) Siehe Tonindustrie-Zeitung 1908, S. 837.



einen hohen Grad von Gewissenhaftigkeit nicht nur beim Unternehmer, sondern bei der ganzen Arbeiterorganisation voraussetzt.[1]) Wenn also Bauunfälle einerseits gar nicht zu vermeiden waren, so mußte anderseits erst bewiesen werden, daß es möglich ist, solche vertrauenswürdige Arbeitsorganisationen zu schaffen, und da ist es begreiflich, daß solche ungerechtfertigte Alarmnachrichten höchst unangenehm empfunden wurden. Ehe wir daher in die Erörterung des Themas eingehen, sei es uns gestattet nachzuweisen, daß Bauunfälle selbst in einer durchaus abgeschlossenen und ausgereiften Wissenschaft, wie in der des Eisenbrückenbaues, unabwendbar sind und Erfahrungen darstellen, die wir uns nicht ersparen können und die wir daher auch nicht verheimlichen sollten, sondern versuchen mit im Sinne des Fortschrittes auszunützen.

Nehmen wir z. B. den Zustand der Wissenschaft im Jahre 1890, so wußte man damals noch über die Tragfähigkeit von Eisensäulen so wenig sicheres, daß hervorragende Gutachter bis um das dreifache in die Irre gingen. Erst der grauenvolle Einsturz der Mönchensteiner Brücke brachte die Frage in Fluß, führte zu den Versuchen von Tetmajer, zur Rehabilitierung und Eingrenzung der Euler-Gleichung, bei welcher Gelegenheit der obenerwähnte Umstand aufgedeckt wurde. Dann blieb die Sache etwa 25 Jahre lang ruhen, bis die neuerlichen Einstürze von Quebec und Cöln die Frage neuerdings in Fluß brachten und die im Gang befindlichen Versuche in Berlin und New-York die Sache wieder ein Stück vorwärtsschieben werden. Gleiche Etappen herbeigeführt durch große Unglücksfälle lassen sich in allen wichtigen Fragen des Eisenbrückenbaues feststellen in bezug auf den Windverband (der Einsturz der Taybrücke hatte da noch nicht genügt, erst eine ganze Reihe von ähnlichen Vorfällen führten zu der heutigen Klärung), auf die Gegendiagonalen (Einsturz der Eisenbahnbrücke bei Salzburg 1885), auf die Brückenerhaltung u. a. m., ganz abgesehen von den erwähnten Kinderkrankheiten, die jede neue Methode durchmachen muß.

Die ersten Bauten in Eisenbeton waren Gewölbe, und dementsprechend sind auch hier die ersten Bauunfälle zu verzeichnen. Es wäre erstaunlich zu nennen, in welchem Maße den früheren Baumeistern die Kenntnis der Wirkung des Horizontalschubes und der einseitigen Belastung abgegangen ist, wenn nicht auch heute noch dagegen grobe Verstöße gemacht würden, ja sogar Anordnungen amtlich gutgeheißen sind, die dies nicht berücksichtigen. Der Grund hierfür liegt bekanntlich darin, daß man ungestraft Ziegelgewölbe zwischen Traversen ohne Schließen aufführen kann. Diese Gewölbe halten sich gegenseitig das Gleichgewicht, und die einseitige Wirkung der Nutzlast kommt bei dem großen Eigengewicht nicht zur Geltung. Für die Außenmauer jedoch genügen bei der kleinen Spannweite einige wenige Schließen mehr, die selbstredend auch von den Mauerschließen unterstützt werden. Die Frage der Sicherheit wird dabei gewöhnlich gar nicht erwogen. Besonders deutlich tritt dies bei den Flachgewölben aus Hohlziegeln hervor in den verschiedenen Systemen, wie z. B. Ludwig u. a. (siehe auch Abb. 57). Man muß sich wundern, wie wenig Eisen dort amtlich vorgeschrieben ist, besonders im Vergleich zu jener Eisenmenge, welche bei einer armierten Betonplatte als nötig gilt. Ein statischer Unterschied zwischen den beiden Konstruktionen ist nicht erfindlich, aber die Sache wird so lange am alten Fleck bleiben, bis nicht eine große Katastrophe die Baubehörden eines Besseren belehrt. Gewöhnlich stürzen aber bei diesen kleinen Platten immer nur so kleine Teile ein, daß sich dies der Beachtung entzieht.

Beim Bau von weitgespannten Monier-Gewölben wurde diese Erfahrung recht bald gemacht. Eine der ersten größeren Ausführungen war der Bau des Schlachthofes in

[1]) Die damaligen Zweifel gibt das Organ Matrais „Fer-Beton" Nr. 2 vom September 1899 in seinem Artikel: „Meflons-nous du ciment armé" in scharf zugespitzter Weise wieder.

St. Marx[1]) 1886 in Wien. Abb. 1 u. 2 stellen uns denselben während der Ausführung dar. Der Bau bestand aus gußeisernen Säulen mit Traversen, zwischen denen Monier-Gewölbe eingezogen waren (Abb. 3). Ursprünglich hatte man auch hier nur Schließen zwischen den Säulen vorgesehen und den Bau in der Weise durchgeführt, daß die Schalung auf den Unterflanschen der Träger aufgehängt wurde. Die Spannweite der Bogen war $4^1/_2$ bis 5 m mit 50 cm Stich und 10 cm Scheitelstärke. Als bei der Fortsetzung der Arbeiten die Schalung und die wenigen Sprießen entfernt wurden, dauerte es nicht lange, daß sich der Bogen zu senken begann und sich um 20 cm herabgesenkt hat, wie man das heute noch an dem Bau nachweisen kann.



Abb. 1.



Abb. 2.

Abb. 1 u. 2. Schlachthof in St. Marx in Wien.

Man wurde aber diese Erscheinung noch rechtzeitig gewahr und konnte so weiteres

[1]) Siehe Handbuch für Eisenbetonbau, Band I, S. 24.



Unglück verhüten, indem man das Ganze stützte, Schließen einzog, durch Anschrauben die Gewölbe sicherte, wie dies in Abb. 3 bereits angedeutet ist. Man erzielte so, daß der Bau, der noch heute steht und im Gebrauch ist, gerettet wurde. Die Ungewißheit, die über die Tragfähigkeit von Gewölben im allgemeinen und über das Verhältnis von Mauerwerksbogen von Beton und Eisenbetongewölben bestand, führte zunächst zu den Versuchen der Südbahngesellschaft in Matzleinsdorf 1887, denen die ersten größeren Eisenbetonbrücken in Mödling folgten[1]), und kam in einem Vortrag zum Ausdruck, den Herr Ing. Viktor Brausewetter im Jahre 1889 im Österr. Ing.- und Arch.-Verein gehalten hat, und der in dem Antrag gipfelte, einen Ausschuß zu wählen, der sich dem Studium dieser Frage widmen soll. Es ist dies die unter dem Namen „Österr. Gewölbe-Ausschuß“ zur Berühmtheit gelangte Körperschaft, deren Wirksamkeit im I. Band, S. 320 ausführlich gedacht worden ist.

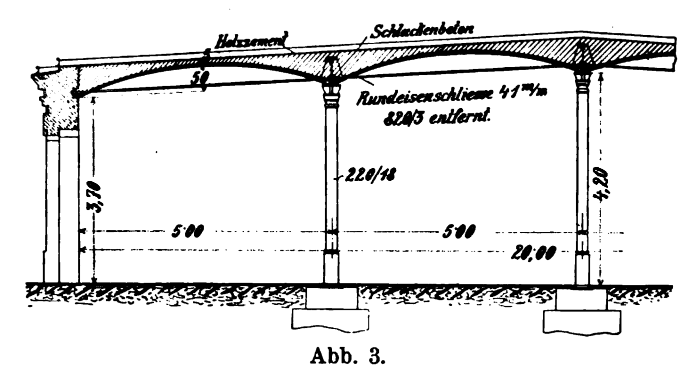


Abb. 3.

Abb. 1 bis 3. Schlachthof St. Marx in Wien.

Der Bericht des Gewölbe-Ausschusses erschien erst im Jahre 1894. Bevor es aber noch möglich war, diese wissenschaftlich vertiefte Arbeit und die sich hieraus ergebenden Folgerungen zur Kenntnis der Praxis zu bringen, ereignete sich der erste größere



Abb. 4. Probebogen in Podol bei Prag.

Bauunfall, der die Aufmerksamkeit weiterer Kreise der Bauwelt auf den Eisenbeton gerichtet hat, umsomehr als der unter einem Probebogen bei Podol bei Prag erschlagene Ingenieur Diss,[2]) Begründer der bekannten Firma gleichen Namens, sich in den weitesten Kreisen der Anerkennung seines Schaffens erfreute. Die Abb. 4 gibt ein Bild der

[1]) Siehe Handbuch für Eisenbetonbau, Band III/3. Seite 90.

[2]) Siehe auch Handbuch für Eisenbetonbau, Band I, S. 17, Fußnote 3 bei der Firma Diss u. Wayss.

Unglücksstelle, und die Abb. 5 zeigt den von ihm angegebenen Entwurf. Die Veranlassung hierzu war sein Bestreben, eine Lösung für die beabsichtigte Überwölbung des Wienflusses zu finden. Es handelte sich dabei um die für damalige Verhältnisse ungeheuerliche Spannweite von 23 m. Der Entwurf des Probebogens wurde von Ing. Diss

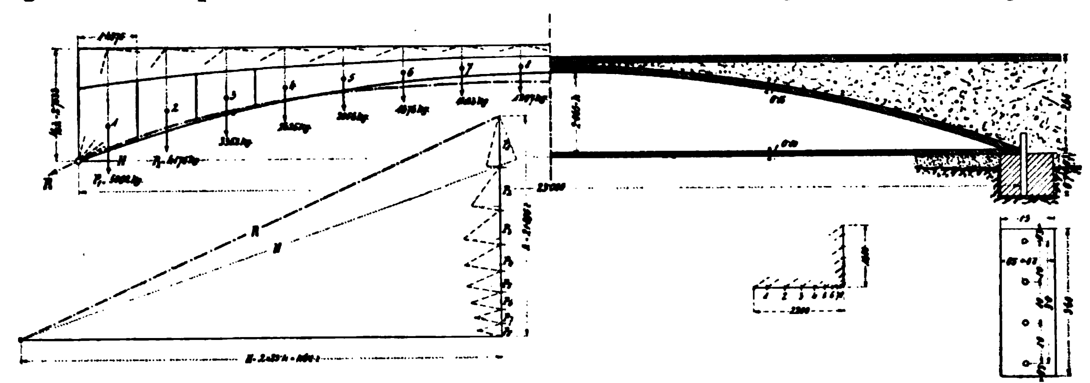


Abb. 5. Entwurf des Probebogens in Podol bei Prag.

gemacht, aber erst ausgeführt, nachdem ein Gutachten und eine statische Berechnung des Professors Velflik-Prag vorgelegen hatte. Nach dem Unglücksfall hat sich die Gattin des Verstorbenen ein Gutachten geben lassen, das des historischen Interesses wegen angeführt werden möge.

Gutachten

über die Ursache des Einknickens des nach der statischen Berechnung von Alb. Velflick in Prag ausgeführten Eisengerippes für Betonwölbung.

Nach einer am 4. Januar d. J. am Aufstellungsorte stattgehabten Besichtigung und Ausmessung des zusammengesunkenen Brückenbogens ist die beiliegende Zeichnung Blatt Nr. 1 angefertigt. Die ursprüngliche Form und Belastungsweise des Brückenbogens, wie dieselbe vor dem Unfalle war, ist in der Zeichnung punktiert dargestellt, wogegen die ausgezogenen Linien dessen deformiertes Profil nach dem Unfalle bezw. am Tage der Besichtigung des Unterzeichneten veranschaulichen.

Die Besichtigung hat ergeben, daß sowohl das Eisengerippe und dessen Verbindungen, sowie auch die Betonwölbung genau nach den diesbezüglichen, statisch berechneten Dimensionen ausgeführt wurden. Das in einer Breite von 3,110 m und für eine freie Tragweite von 23 m hergestellte Eisengerippe besteht aus 5 Tragprofilen mit je einem Obergurt Nr. 115/150 mit einer Querschnittsfläche

$$F = 39{,}84 \text{ cm}^2,$$

welche nach einem Radius von 33,281 m gebogen sind.

Jeder Obergurt hatte einen Untergurt Nr. 75/100 mit einem Querschnitt von

$$F = 18{,}04 \text{ cm}^2.$$

Das beregte Eisengerippe ruhte, wie in der beiliegenden Zeichnung angegeben, auf Betonwiderlagern, in welche beiderseits je fünf Eisenbahnschienen scharf vor jedem Tragprofile lotrecht einbetoniert sind. Unterhalb des ganzen Eisengerippes war der freie Raum über Terrainflur mit Kohlenasche und Sand ausgestampft. Eine nähere Besichtigung der Widerlager ergab, daß dieselben durch die stattgefundene Beanspruchung nicht nachgegeben haben.

Nach Aussage von Augenzeugen hat die Belastung des Eisengerippes in folgender Reihenfolge stattgefunden:

Zwischen die bogenförmigen Obergurte und die horizontalen Untergurte ist gelochtes Wellblech von 0,75 mm Dicke und 1 cm Wellung gelegt und auf je 30 cm Entfernung mit Schräubchen von 7 mm Durchmesser befestigt. Die sich zwischen den Tragprofilen bildenden Vertiefungen würden bis zur Oberkante der Gurtungen mit einer 10 cm starken Betonschicht ausgefüllt und dann an den beiden Rändern des Bogens auf je 45 cm Breite mit flachgelegten Ziegelsteinen abgedeckt. Zwischen letztere ist eine Betonschicht von 2,210 m Breite und 5 cm

Dicke ebenfalls gleichmäßig aufgetragen. Zum Schutz gegen etwaigen Frost sollte die zweite Betonschicht mit einer flachen Schicht Ziegelsteine bedeckt werden.

Mit der beabsichtigten Abdeckung an der einen Widerlagerseite beginnend, war dieselbe erst auf etwa 7 m Länge vollführt, als die Katastrophe still und schnell eintrat und die traurigen Unfälle an den sich unter dem Bogen befindenden Julius Diss und des Arbeiters herbeiführte.

In der für die Ausführung dieses Brückenbogens vorliegenden statischen Berechnung findet sich zunächst, daß die Beanspruchung des Eisens sowohl auf Zug- und Druckfestigkeit, als auch auf Abscherungsfestigkeit nicht in den in der Technik allgemein üblichen Grenzen belassen wurde, welche eine vier- bis fünffache Sicherheit gegen Bruch gewährt. Gänzlich unverständlich ist indes, daß bei dieser Brückenkonstruktion, welche durch ungleich hohe Bodenanschüttung und bedeutende mobile Belastung den erzeugten Horizontalkräften Widerstand leisten mußte, keine Diagonalverbindungen zwischen den Ober- und Untergurten vorgesehen wurden.

Bekanntlich bietet ein bogenförmiger Träger nur Stabilität, wenn derselbe ganz gleichmäßig belastet wird, der geringste, durch ungleichmäßige Belastung hervorgebrachte Seitendruck bringt das Bogensystem aus dem Gleichgewicht; solches hat auch im vorliegenden Falle stattgefunden. Aus der nachstehenden Berechnung erklärt sich, daß der Zusammenbruch des Probebogens schon bei der stattgehabten niedrigen Belastung naturgemäß eintreten mußte.

Die gleichmäßige Belastung des Probebogens setzte sich aus folgenden Einzelgewichten zusammen:

1. 5 Obergurte aus ⊥-Eisen 150/215 zu je 39,84 cm² Querschnitt bei ∼ 23,70 m Länge = 5 (39,84 · 23,70 · 7,8) . . . . = 3 582 kg
2. 4 Streifen Wellblech zwischen den Obergurten, je 0,720 m breit, 23,70 m lang, 1 m = 9 kg = 4 (0,720 · 23,70 · 9) . . . . = 614 „
3. die erste Betonwölbung, 23,80 m lang = 4 (0,75 · 0,10 — 0,015 · 0,100) 23,80 ∼ je 2200 kg = 7,00 · 2200 . . . . = 15 400 „
4. die zweite Betonschicht ∼ 23,90 m lang, 2,210 m breit und 0,050 m hoch = 2,210 · 23,90 · 0,050 = 2,440 m³ = 2,440 · 2200 . . . . = 5 368 „
5. die flachen Ziegelschichten von je 45 cm Breite, 6,5 cm Dicke auf den beiden Rändern des Brückenbogens ∼ 23,90 m Länge = 0,90 · 0,065 · 23,90 = ∼ 1,40 m³, 1 m³ = 1400 kg = 1,4 · 1400 . . . . = 1,960 „

Das Totalgewicht betrug somit = 26 924 kg,

welches sich auf die 5 Tragprofile ungleich verteilte.

Am stärksten beansprucht war hierbei das mittlere Tragprofil.

a) Eigengewicht $= \frac{3582}{2}$ . . . . = ∼ 713 kg

b) Wellblech = 0,72 · 23,70 = 17,0 m² je 9 kg . . . . . . = 153 „

c) Betonwölbung = 0,735 · 0,150 · 23,85 = 2,629 m³ · 2200 . . = 5784 „

Total 6650 kg

für 1 Bogenmeter $\frac{6650}{23,0} = \sim 290$ kg, welche in dem nach einem Radius von 33,2811 m gebogenen Obergurte eine Druckspannung von 290 · 33,2811 = 9805 kg hervorruft.

Die Querschnittsfläche des Obergurtes von 39,84 cm² wurde hierbei mit $\frac{9805}{39,84} = \sim 246$ kg für 1 cm² beansprucht.

Bei den meisten Behörden ist eine Druckspannung von höchstens 750 kg für 1 cm² gestattet, demnach dürfte dieselbe im vorliegenden Falle eine Höhe von 39,84 · 750 = 29,860 erreichen.

In der betreffenden statischen Berechnung wurde die Druckspannung im Obergurtbogen, welche allein die Eigengewichtsbelastung bewirkt, zu 38 250 kg ermittelt, durch die in Aussicht genommene mobile Belastung von 450 kg für 1 m² oder ∼ 338 kg für ein Bogenmeter würden ferner noch 11 574 kg Druck erzeugt, so daß sich der Gesamtdruck im Obergurt zu

$$38\,250 + 11\,574 = 49\,824 \text{ kg}$$

berechnet.

Da nach obigem für den Obergurt eine Druckspannung von höchstens 29 860 kg zulässig ist, so wäre der Bogen bei einer definitiven Ausführung zur Überwölbung des Wienflusses mit

$$49\,824 - 29\,860, \text{ also } \sim 20\,000 \text{ kg}$$

überlastet worden, indem das Eisen auf Druckfestigkeit mit $\frac{49\,824}{39{,}84} = 1250$ kg anstatt mit 750 kg beansprucht wurde.

Da bei Bogenträgern die Gleichgewichtsform eine labile wird, sobald eine geringe Verschiebung durch ungleichmäßige Belastung eintritt, so ist ihre Standfestigkeit unter solchen Umständen unmöglich, ein Zusammenbruch muß daher eintreten, sofern die nötigen Diagonalverbindungen fehlen.

Unter anderem muß besonders bei der Konstruktion von Bogenbrücken, selbst bei theoretich ganz gleichmäßig verteilter Belastung, auf etwa vorkommende Seitendrücke Bedacht genommen werden, um den oft schon bei der Ausführung der bezüglichen Arbeiten auftretenden Horizontalkräften durch Diagonalverbindungen zu begegnen.

Die Anzahl der im vorliegenden Falle nötig gewordenen Diagonalverbindungen berechnet sich nach der bewährten Formel $l^2 = \frac{400 \times T}{P}$, worin bedeutet:

l auf Meter als Einheit bezogen,
T Trägheitsmoment $= 470$ in cm,
P den Druck,
400 einen Koeffizienten.

$$l^2 = \frac{400 \cdot 470}{49\,824} = 3{,}8, \text{ daher } l = 1{,}95 \text{ m.}$$

Der Obergurt hätte somit auf je 1,95 m durch Diagonalbänder verknotet werden müssen, dann könnte derselbe der berechneten Druckspannung mit der üblichen fünffachen Sicherheit widerstehen. Gegen seitliche Ausbiegung bot eine sorgfältige Befestigung der Wellbleche mit den Obergurten ausreichende Sicherheit.

Die durch die 15 cm starke Betonwölbung in den Obergurten erzeugte Druckspannung von 9805 kg forderte nach der vorstehenden Formel

$$l^2 = \frac{400 \cdot 470}{9805} = 19{,}1, \text{ daher } l = 4{,}37 \text{ m,}$$

bereits auf je 4,37 m Obergurtlänge eine Diagonalverbindung in ähnlicher Anordnung, wie nachstehende Skizze zeigt.

Das Einsinken des Brückenbogens ist, wie bereits erwähnt, wie die beabsichtigte Abdeckung der zweiten Betonschicht mit der 2,210 m breiten Ziegelsteinflachschicht bis zu einer Länge von etwa 7 m vollführt war, eingetreten.

Daß die Deformation des Eisengerippes dadurch erfolgen mußte, geht aus folgender Berechnung hervor.

Vor Aufbringung der Ziegelsteinflachschicht war eine ganz gleichmäßige Belastung des Eisengerippes vorhanden, daher war für die Bogenträger die Gleichgewichtsbedingung erfüllt.

Das Gewicht der Ziegelsteinflachschicht von 2,210 m Breite und 7 m Länge beträgt

$$P = 0{,}065 \cdot 2{,}21 \cdot 7{,}0 \cdot 1400 = 1408 \text{ kg.}$$

Die Materialspannung in den fünf Obergurten, welche gleichzeitig durch Einsinken des Bogens deformiert worden sind, berechnet sich aus dem rechtseitigen Stützendruck

$$1408 \cdot \frac{19{,}5}{23{,}0} = 1194 \text{ kg,}$$

nach der Gleichung $Pl = Sw$ wurde bei dem vorhandenen Widerstandsmoment $= 55$ cm die Materialspannung $S = \frac{1194 \cdot 350}{55} = 7600$ kg oder für einen der fünf Obergurte $= \frac{7600}{5} = 1520$ kg.

Die Elastizitätsgrenze von 1500 kg war hiermit überschritten, daher wurde die ohne Diagonalverband ausgeführte Bogenbrücke bei der geringen einseitigen Belastung zusammengedrückt, wie es die beiliegende Zeichnung wiedergibt.

Resümee. Die Ursache des Unfalls liegt ursprünglich darin, daß es versäumt wurde, die Obergurte auf Zerknicken zu berechnen, um zu erkennen, daß der Brückenbogen für den beabsichtigten Zweck zu schwach war.

Der Umstand, daß zwischen den Ober- und Untergurten der einzelnen Tragprofile keine Diagonalverbindungen vorhanden waren, führte zum Einsinken des Obergurtes und folglich zu dem entstandenen Unfall.

Aachen, den 8. Februar 1893. gez. A. Hellmann.

Auch dieses Dokument kann mit seiner Begründung und dem, was voranging, nur als ein Beweis dessen gelten, wie wenig allgemein fortgeschritten noch unsere damalige (1893) Kenntnis dieser Materialien war.

Mit diesem Vorfall war die Entwicklung des Eisenbetons für längere Zeit unterbunden. Nicht nur Professoren am Katheder, auch die ausschlaggebende Volksstimme der Praxis bezeichneten den Beton und den Eisenbeton als ein unverläßliches Material, dessen Gebrauch nur mit den größten Gefahren verbunden sei.

Unter diesen Verhältnissen bewährte sich die Ausführung des Antrages Brausewetter wie ein Akt der Vorsehung, denn erst mit dem Erscheinen des Berichts des ersten Gewölbeausschusses wurde dieses Vorurteil gebrochen, das fachliche Urteil geschärft und die Beurteilung des Wertes der einzelnen Bauweisen auf das richtige Maß zurückgeführt.

Damit waren der neuerlichen Inangriffnahme die Wege geebnet, und bekanntlich ging dann wenige Jahre später der große Impuls von der Pariser Weltausstellung 1900 aus. Diese mit großer Überstürzung hergestellte Ausstellung hatte eine ganze Anzahl von Bauunfällen gezeitigt, und es ist vielleicht dem Umstande zu verdanken, daß es zunächst nicht aufgefallen ist, daß auch einiges in Eisenbeton einstürzte, weil so viele andere Einstürze zu verzeichnen waren. Abb. 6 zeigt uns einen derartigen Vorfall am Quai d'Orsay. Bezeichnend für die mangelhafte Kenntnis dieser Baumethode ist ein Bericht aus Paris der Baugewerkszeitung vom 22. November 1899. Dort heißt es:



Abb. 6. Von der Weltausstellung 1900.

„Bei einem Bau am Quai d'Orsay wurden Säulen und Decken unter Ausschluß von Trägern und kräftigen Stützen oder Mauern derart hergestellt, daß aus schwachen Rundeisen, welche mit Zementmörtel umhüllt waren, „tragende Säulen" und darüberliegende „tragende Decken" nach dem „System Hennebique" hergestellt wurden."

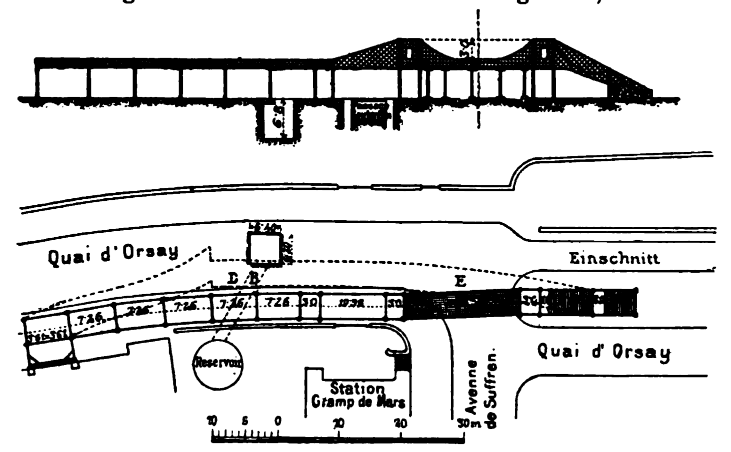


Abb. 7. Eingestürzter Steg nach dem „Globe céleste".

Das Bild zeigt, wie ich nachträglich feststellen konnte, eigentlich einen Unfall bei einer Holzrüstung, die mit solcher Wucht auf den Unterbau gestürzt war, daß sie ihn schwer beschädigte.

Knapp vor der Eröffnung der Ausstellung am 27. April 1900 ereignete sich ein Unfall, der in seiner Tragweite ähnlich gewirkt hat wie der Einsturz in Podol vor acht Jahren, jedoch nicht mehr die Entwicklung ganz aufzuhalten imstande war.

Es hat dieser Vorfall, wie so mancher spätere, nur die heilsame Folge gehabt, vor übereilten Experimenten zu warnen und die stürmische Entwicklung in sichere Bahnen zu leiten. Der Erfolg Hennebiques hat eine Unmenge oft abenteuerlicher Patente gezeitigt, die ihrerseits wieder bestrebt waren, sich durch recht auffallende, kühne, als Reklame wirkende Ausführungen zur Geltung zu bringen. Für diese Bestrebungen ist die in der Abb. 7 dargestellte „Hängebrücke" in Eisenbeton ein gutes Beispiel. Dieselbe sollte das Ausstellungsterrain über eine Straße hinweg mit einem besonderen Schauunternehmen, dem sogenannten „Globe céleste", einer riesigen Himmelskugel, verbinden.[1]) Die ursprünglich gerade Trasse dieses Viaduktes wurde bei der überhasteten Herstellung gebrochen ausgeführt und so gerade in dem Hängewerk eine Seitenschubkomponente hervorgerufen, der die nach „System Matrai" armierten Säulen (Abb. 8) nicht gewachsen waren.

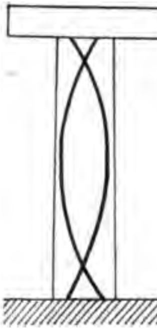


Abb. 8. (Säulensystem in Abb. 7.)

Durch kleinere Erfahrungen gewitzigt, deren größte, soweit bekannt, sich in Nizza beim Bau des Imperial Hotels[2]) ereignete, blieb Hennebique als der eigentliche Vertreter der neuen Bauweise von Unfällen am längsten verschont, bis auch ihn am 28. August 1901 sein Schicksal erreicht hat. Wir behandeln an anderer Stelle ausführlich den Unfall des Hotel zum Bären in Basel. Es ist hoch anzuerkennen, daß die dortige Baubehörde sich jedem Vertuschungsversuch abhold erwies und durch drei hervorragende Gutachter, den Stadtbaumeister A. Geiser und die Professoren Dr. W. Ritter und F. Schüle, einen Bericht verfassen ließ, der ein Dokument von der größten Bedeutung in der Geschichte des Eisenbetons geworden ist.[3])

Wir wollen hier nur die Erwägung einfließen lassen, zu welchen traurigen Folgen es Anlaß gegeben hätte, wenn die Baseler Baubehörde der Vertuschung des Vorfalls ebenso Vorschub geleistet hätte, wie dies leider in der großen Mehrzahl aller übrigen Fälle geschehen ist. Es geht auf diese Weise nicht nur jede Nutzanwendung verloren, jede Möglichkeit, die gemachte Erfahrung zur Unfallverhütung auszunutzen und so Wiederholungen dieser Art zu vermeiden, sondern auch die eigentliche Absicht bei dieser Geheimniskrämerei wird zuschanden und die nackte Tatsache wird, vielfach entstellt und übertrieben, bekannt, wobei sie mehr beunruhigt als eine noch so offenkundige Darlegung. Trotzdem kann es nicht wundernehmen, daß solch eine Katastrophe, wo ein ganzes Haus wie aus Karten zusammenstürzt, der Entwicklung der Bauweise vielfach geschadet hat, wenigstens so lange, bis der Bericht der Gutachter erschienen und allgemein bekannt gemacht war. Das war etwa bis Ende 1902. Von 1903 an datiert der große Aufschwung des Eisenbetons in der Praxis, eine ganze Reihe neuer Bauunternehmer treten auf den Plan, die sich damit zu beschäftigen anfangen. Die Folge davon ist eine ganze Reihe kleiner Bauunfälle, die jedoch keine besondere Beachtung verdienen und in der Folge nur so weit angeführt sind, als sie zur Besprechung der einzelnen Vorkommnisse nötig erscheinen. Dieser Zustand dauert an bis in die jüngste Zeit, wo wieder einige größere Unfälle, der Einsturz ganzer Wohnbauten in romanischen Ländern und in Amerika, zu verzeichnen waren. Das Fehlen solcher katastrophenartigen Erscheinungen in jenen Ländern, in welchen man auf die Ausbildung der Baugesetze und die Ausübung der Baupolizei mehr Gewicht legt, läßt den Rückschluß berechtigt erscheinen, daß die wohltätige Wirkung dieser Vorschriften nicht ausgeblieben ist. Es soll damit durchaus nicht die Meinung vertreten werden, daß man

[1]) Siehe Le Fer-Béton, Juni 1900, S. 137; Beton u. Eisen 1901/2, S. 8, Abb. 12, oder Génie Civil, 22. Juni 1901.
[2]) Siehe La Revue technique 1899, S. 563.
[3]) Gutachten über Deckenkonstruktionen an den Vorsteher des Baudepartements in Basel-Stadt, Februar 1902.

durch bis ins Detail durchgearbeitete Vorschriften oder übertriebene Beaufsichtigung jeden Unfall verhüten kann, sondern nur gesagt werden, daß durch Feststellung allgemeiner Prinzipien und Vorkehrungen, die die Einhaltung derselben sicherstellen, ohne daß es nötig wäre, in schikanösen Einzelheiten sich zu erschöpfen, erzieherisch auf das Fach wirken kann und dieses insbesondere von Wettbewerbern frei erhalten kann, die die Sache nur aufgreifen, um rasch Geld herauszuschlagen ohne Rücksicht darauf, was sonst daraus entsteht. Ich glaube, man sollte bei Vorschriften in Eisenbeton die Unfallverhütung als Leitmotiv im Auge behalten. Von diesem Standpunkte aus beurteilt, wird man finden, daß den Vorschriften viel überflüssiges Detail anhängt und manches Wichtige fehlt.

So ist insbesondere bisher unterlassen worden, gewisse Maßnahmen der Gesetzgebung auszubilden, deren dieses Baufach bedarf, wo doch die Unzulänglichkeit der bloßen Anwendung der bisherigen Methoden offenkundig ist. Dies betrifft insbesondere die Fragen der Ausführungsberechtigung und des Wettbewerbs. Die Ausführungsberechtigung bedarf jener Beschränkung, die sich bei jedem anderen Gewerbe ergeben hat, das oft mit einem weit geringeren Maß an Kunstfertigkeit, insbesondere mit unvergleichlich weniger Verantwortung zu rechnen hat. Wenn man schon davon absehen will, bei dem gewöhnlichen Arbeiter einen höheren Grad von Erfahrung vorzuschreiben als jenen, der ihn für den Unternehmer nutzbar zu machen geeignet ist, so ist es schon beim Polier oder Vorarbeiter nötig, einen besonderen Stand von Betonmeistern zu schaffen als Voraussetzung einer einwandfreien Arbeit. Dieser Stand wäre um so wichtiger, als es kaum möglich ist, bei allen übrigen Faktoren, als da sind Ingenieure, Beamte und Unternehmer, mit Berechtigung eine Grenze zu ziehen, die hinreichende, von unzulänglicher Erfahrung scheidet. Dies war vielleicht in den Anfängen des Eisenbetons denkbar, jetzt aber, wo der Eisenbeton in allen Gebieten des Bauwesens vertreten ist, wo man aber umgekehrt nicht von jedem Baufachmann verlangen kann, daß er sich einseitig spezialisiert, muß man wohl eine gewisse Kenntnis der Prinzipien des Eisenbetons als eine Voraussetzung für die allgemeine Bildung eines Baufachmanns voraussetzen, man kann aber nicht mehr den Spezialisten jene Vorzugsstellung einräumen wie einst, wo man den Eisenbeton wie ein Geheimmittel behandelt hat. Bei dieser Sachlage scheint die Ausbildung eines Standes tüchtiger Betonmeister der Ausweg, der uns die Möglichkeit gibt, über die oft mangelhafte Erfahrung einerseits der Bauleitung und anderseits der Arbeiter hinwegzukommen. In ganz hervorragender Weise sind alle diese Gesichtspunkte vom Geheimen Oberbaurat Launer in sieben Punkten beim VIII. Internationalen Architekten-Kongreß in Wien 1908 zusammengefaßt worden, die hier wörtlich wiedergegeben werden mögen.[1])

„1. Der Unterricht in der Eisenbetonbauweise sollte für die jungen Studierenden auf allen baugewerblichen Fachschulen und an den Technischen Hochschulen Pflichtunterricht sein, er müßte, dem derzeitigen Stande dieses besonderen Zweiges der Technik entsprechend, die theoretischen Vorträge durch Anschauung, Versuche und Besichtigungen unterstützen. Die Unterweisung müßte erschöpfend sein, ohne durch ein zu tiefes Eingehen auf schwierige mathematische Aufgaben das praktische Verständnis zu vermindern oder zu verwirren.

2. Für die in amtlichen Stellungen bereits befindlichen oder zur Überwachung derartiger Bauausführungen berufenen Personen, welche die neue Bauweise während ihres Studienganges noch nicht kennen zu lernen Gelegenheit gehabt haben, dürfte durch besondere Veranstaltungen oder durch Ferienkurse an Hochschulen oder sonstigen Fachanstalten nachträglich Gelegenheit zu geben sein, ihre Studien nach dieser Richtung

---

[1]) Beton u. Eisen 1908, Heft IX, S. 209.

hin zu vervollständigen, wobei mit den Fachschülern mehr das praktische Verständnis, als die Theorie zu pflegen sein möchte.

3. Die Ausbildung besonderer Poliere (Betonmeister), wie sie auch F. v. Emperger vorschlägt, dürfte sehr zu empfehlen sein.

4. Bei der Verdingung von Eisenbetonarbeiten sollte nicht die Billigkeit eines Angebots maßgebend sein; es ist vielmehr unter möglichster Vermeidung öffentlicher Verdingungen auf die Heranziehung eines beschränkten Kreises von bei größeren Bauten bewährten Unternehmern Bedacht zu nehmen.

5. In die technischen Bedingungen der Verträge sind auch Vorschriften über einen geregelten und streng zu handhabenden Überwachungsdienst durch fachwissenschaftlich gebildete Persönlichkeiten aufzunehmen.

Die Ortspolizeibehörden werden bei Erteilung der Genehmigung von Eisenbetonkonstruktionen in die Bauscheine Sonderbestimmungen aufzunehmen haben.

6. Besonders wirkungsvoll zur Abwehr leichtsinniger, ungenügend vorgebildeter Unternehmer erscheint die Veröffentlichung von Unfällen in amtlichen Zeitschriften. Die mit der Genehmigung, Überwachung und Abnahme von Bauten betrauten Behörden und Beamten dürften zur Berichterstattung an die maßgebende Stelle zu verpflichten sein, welche die Veröffentlichung in geeigneter Weise besorgen wird. Eine solche Statistik wird wesentlich zur fachwissenschaftlichen Belehrung und zur Kennzeichnung fahrlässiger Unternehmer führen. Die Veröffentlichung dürfte sich unter Bezeichnung der Baufirma zur möglichsten Vermeidung unliebsamer Auseinandersetzungen auf eine sachliche Darstellung des Vorfalls zu beschränken haben, ohne dem richterlichen Urteil vorzugreifen.

7. Von wesentlicher Bedeutung für die Verhinderung von leichtsinnigen Ausführungen kann im Deutschen Reiche das Gesetz zur Abänderung der Gewerbeordnung vom 7. Januar 1907, das seit dem 1. April 1907 in Geltung ist, herangezogen werden. Danach kann nach Art. 1 Bauunternehmern und Bauleitern der Betrieb des Gewerbes oder einzelner Zweige desselben untersagt werden, wenn ihre Unzuverlässigkeit in diesem Betriebe dargetan ist; nach Art. 3 kann die Ausführung und Leitung eines Baues bestimmten Personen untersagt werden, wenn nach dem Ermessen der Behörde die praktische Erfahrung oder die technische Vorbildung dieser Person nicht genügt oder Unzuverlässigkeit sie ungeeignet macht. Dieses Gesetz gewährt die beste Handbabe zur Reinigung des Baugewerbes im allgemeinen und des Eisenbetonbaues im besonderen von leichtfertigen, gewinnsüchtigen und unfähigen Persönlichkeiten und gewährleistet die öffentliche Sicherheit und die allgemeine Wohlfahrt."

Es sei mir gestattet, die folgenden weiteren Bemerkungen dieser ausgezeichneten Ausführung anzuschließen. Der Unterricht an den Technischen Hochschulen leidet hier wie in ähnlichen Fächern an dem Mangel einer praktischen Ausbildung. Eine Besserung wäre nur zu denken, wenn die Erkenntnis dessen sich allgemein Bahn bricht. Dieser Mangel hat zur Folge, daß durch die mehr praktische Ausbildung der niederen technischen Fachschulen die Arbeitsfreudigkeit und Gelehrigkeit ihrer Absolventen vielfach auch dort Anerkennung findet, wo die Verwendung von Hochschülern am Platze wäre. Dies führt wieder dazu, die Ausbildung bei diesen Schulen über das ihnen zustehende Maß hinaufzuschrauben, was insbesondere dann zu verwerfen ist, wenn der Unterricht nicht als Spezialunterricht, sondern allen Hörern der Bauschule zuteil wird. Heute ist es nötig, durch besondere Eisenbetonkurse die in der Praxis stehenden Fachleute mit den Einzelheiten des Eisenbetons vertraut zu machen und so den Zielen, die in obigen Punkten 1 bis 7 dargelegt sind, zu entsprechen. Zu Punkt 4 wäre zu bemerken, daß es sich empfiehlt, bei allen Betonarbeiten einen fachmännischen Entwurf und Kosten-

voranschlag zugrunde zu legen; es müßte hierbei keine größere Unterschreitung wie z. B. 10 vH. gestattet sein. Unternehmer, die ohne eine besondere Begründung einen noch geringeren Preis anbieten, wären mit Rücksicht auf die durch dieses Angebot nachgewiesene Unerfahrenheit vom Wettbewerbe auszuschließen.

Mit den Punkten 6 und 7 streift Geheimrat Launer einen der wundesten Punkte in den bisherigen Verhältnissen, die natürlicherweise, ohne irgendwelche böse Absicht, so liegen, als ob man alle Vorkehrungen getroffen hätte, um den Einblick der Öffentlichkeit von solchen Vorfällen möglichst fernzuhalten.

Selbst die schwerwiegendsten Bauunfälle, bei denen durch irgend einen Zufall nicht mindestens eine Person getötet wurde, gehen niemanden etwas an und werden als interner Vorfall behandelt, genau so, als ob einem Maurer ein Ziegel aus der Hand gefallen wäre. Ist aber jemandem etwas geschehen, dann ist wohl das Gericht gezwungen, sich mit der Angelegenheit zu befassen. Aber in welcher Weise geschieht dies! Es wird nicht nur der ganze Tatbestand in die Wolke des Amtsgeheimnisses gehüllt und den irdischen Blicken einer fachlich urteilskräftigen Öffentlichkeit entrückt, es wird auch jede noch so vorsichtige Mitteilung darüber als ein Eingriff in die Judikatur angesehen, die Sache gewöhnlich Gutachtern anheimgestellt, die von der Sache herzlich wenig verstehen, und schließlich genügt es seitens des beteiligten Unternehmers, die Sache durch die unmöglichsten Behauptungen derart zu verwirren, daß der arme Jurist im Richterstuhle nicht anders als mit einem Freispruche vorgehen kann. Wer die Gesichtspunkte kennt, die beim Haftpflichtgesetz der Eisenbahnen und neuester Zeit auch bei Automobilen den Transportunternehmern das Leben sauer machen, der sollte es begreiflich finden, daß die Haftpflicht der Unternehmer in einer besseren Form festgelegt werde, insbesondere durch genaue Scheidung der zivilrechtlichen und strafrechtlichen Seiten, während es jetzt nicht schwer fällt, der Verantwortung nach beiden Richtungen ein Schnippchen zu schlagen.

Verfolgen wir einmal die Gesichtspunkte, die bei Betriebsunternehmungen zu diesen Ausnahmegesetzen geführt haben. Nach dem gewöhnlichen bürgerlichen Gesetzbuch ist die erste Voraussetzung einer Schadenersatzpflicht, daß der Betroffene den Nachweis liefert, daß ein Verschulden desjenigen vorliegt, der zum Schadenersatz angehalten werden soll. Dieser Rechtsgrundsatz ist heute überall als unzulänglich anerkannt und wurde, nachdem 20 Jahre Eisenbahn ins Land gegangen waren, durch besondere Haftpflichtgesetze ergänzt. Die 20 Jahre Erfahrung hatten gelehrt, daß es bei einer Betriebsunternehmung in der großen Mehrzahl der Fälle, wenn nicht in allen, undurchführbar sei, das Verschulden nachzuweisen und so diese erste Bedingung der Haftpflicht zu erfüllen. Die Ausnahmegesetzgebung für diese Art der Unternehmungen, welche später in kurzen Intervallen auf andere verwandte Gebiete, wie das der Elektrizität und des Automobilwesens, Ausdehnung fand, nimmt die Schuld des Unternehmers als erwiesen an und zwingt daher umgekehrt den Schadenersatzpflichtigen, seine Unschuld zu beweisen, wenn er sich der Folgen des Unfalls entziehen will. Für unsere Schlußfolgerungen auf dem Gebiete der Bauunternehmung ist es von Interesse, daß dieser Beweis sich auf drei Möglichkeiten beschränkt: 1. eigenes Verschulden des Betroffenen, 2. das Verschulden dritter Personen und 3. Naturereignisse. Ausdrücklich jedoch ist hervorgehoben, daß die Unternehmnung alle Folgen, die von ihren eigenen Einrichtungen und dem Verhalten ihrer Angestellten und Untergebenen herrühren, zu tragen verpflichtet ist. Wir sehen sofort, welch himmelweiter Abstand zwischen diesen klaren Verhältnissen und jenen bestehen, die es unerfahrenen, aber leichtsinnigen Unternehmern möglich machen, das Feld ihrer Tätigkeit auf ein Gebiet zu verlegen, das in so hohem Maße Erfahrung fordert wie der Betonbau. Wenn ein Gericht die

nutzlose Prozedur unternimmt, Schuldige herauszusuchen, so bleiben gewöhnlich Leute in den Maschen des Gesetzes hängen, die am wenigsten daran Schuld tragen, und zur zivilrechtlichen Haftpflicht führt weniger der Zwang des Gesetzes als der Vorteil, der einen aufsehenerregenden Prozeß durch einen billigen Ausgleich zu vermeiden sucht. Stellen wir uns dagegen vor, daß ähnliche Prinzipien auf allen jenen Gebieten der Bauunternehmungen Platz greifen würden, wo, wie im Eisenbetonbau, die geringste Nachlässigkeit Leib und Leben in Gefahr bringen kann, so würde auch hier, wie seit langem auf dem Gebiete des Betriebes, das Bestreben entstehen, durch Wahl entsprechender Systeme und Methoden sich diesen unangenehmen Folgen zu entziehen, und würden es unerfahrene Unternehmer gar nicht wagen, dieses gefährliche Terrain zu betreten.

Wie schwierig es ist, bei der Menge von Fragen, die jeweilig bei einem Einsturz in Frage kommen, richtig zu urteilen, geht aus der folgenden Bemerkung hervor, die mir von höchst schätzenswerter Seite zugegangen ist.

„Ich kann aus meiner Erfahrung heraus ganz allgemein sagen, daß fast bei allen Unfällen bei Eisenbetonbauten, die zu meiner Kenntnis gelangt sind, die Beurteilung der Ursachen eine andere zu sein pflegt, je nachdem der Beurteiler ein Betonbauunternehmer, ein Baubeamter oder ein Statiker ist. Der Betonbauunternehmer findet zumeist die Ursache in unglücklichen Zufälligkeiten, allenfalls im Leichtsinn der Arbeiter, der Baubeamte ist häufig geneigt, schlechtem Material die Schuld zu geben, und der sachverständige Statiker macht sich mit Eifer an die Nachrechnung und findet dann fast immer konstruktive Fehler.

In den meisten Fällen sind aber die Unfälle auf eine Summe von Versehen und Zufälligkeiten zurückzuführen."

Auch ich kann die Richtigkeit dieser Beobachtungen nur bestätigen und kann höchstens hinzufügen, daß ein richtiger Sachverständiger alle drei angeführten Eigenschaften in einer Person vereinigen soll, oder aber ein Kollegium, das sich gegenseitig ergänzt, sonst ist es naheliegend, daß der Spezialist auf einem Gebiete, der nur die Fehler in demselben sieht und würdigt, einseitig urteilt.

Ich habe vielfach versucht, den Mangel einer Literatur durch eine Rundfrage an alle möglichen und unmöglichen Adressen der Welt zu ergänzen. Die Hunderte von Briefen, die ich ausgesandt, waren mit verschiedenen Ausnahmen ganz nutzlos. Aus Orten, wo ich wußte, daß Unfälle vorgefallen waren, erhielt ich die Versicherung, daß auf diesem Gebiete sich nichts Nennenswertes ereignet habe. Ich mußte es schon als einen Gipfel der Liebenswürdigkeit ansehen, wenn Schreiben eingelaufen sind, von denen ich zwei typische untenstehend anführe, einesteils zu meiner Rechtfertigung und Kennzeichnung der Quellen, die mir zur Verfügung standen, andernteils um gleichstrebende Kollegen vor dieser vergeblichen Arbeit zu warnen.

Der Polizei-Präsident. Abteilung III
Tageb.-Nr. 1623 III G. R. 07.

Berlin C25, Alexanderstr. 3/6, den 6. November 1907.

Auf die Eingabe vom 1. d. Mts. werden Sie benachrichtigt, daß das Polizei-Präsidium zu seinem Bedauern nicht in der Lage ist, Ihnen zu dem Kapitel: „Die Beschreibung der Bauunfälle, ihre Ursachen, ihre Vermeidung und die Rekonstruktion fehlerhafter Bauten" Material zu liefern, da die hier eintretenden Bauunfälle jeder einzelne für sich behandelt werden, und die so entstehenden Vorgänge entweder zu den Grundstücksakten oder zu den Strafakten der Kgl. Staatsanwaltschaft oder der Kriminal-Abteilung gebracht werden.

Im Auftrage:
Zacher.

An Herrn Dr. Ing. Fritz von Emperger k. k. Baurat
Hochwohlgeboren
Wien IV, Paniglgasse 5.

Administration Communale de Bruxelles.
3. Division. Nr. 28057.

Bruxelles, le 4 Décembre 1907.

Monsieur!

Comme suite à votre lettre en date du 12 Novembre 1907, nous avons l'honneur de vous faire connaître que, jusqu'à ce jour, aucun accident dû à l'emploi du béton armé ne s'est produit sur le territoire de notre ville.

Nous croyons devoir vous faire observer que, si des accidents de ce genre se présentaient, nous ne pourrions, sans sortir de notre rôle, vous faire intervenir dans des questions qui sont d'ailleurs d'ordre purement civil.

Agréez, Monsieur, l'assurance de notre parfaite considération.

Par le Collège: Le Secrétaire,

Le Collège des Bourgmestre & Echevins,

Monsieur l'Ingénieur Fritz von Emperger,
Paniglgasse 5, Vienne IV.

Bei dem Mangel einer genauen Statistik ist man bezüglich der Zahl, Ausdehnung und der Folgen der verschiedenen Bauunfälle nur auf Vermutungen angewiesen.

Man macht sich gewöhnlich einen falschen Begriff über die Zahl der Opfer, die ein gefährliches Gewerbe kostet. Erst eine vollständige unparteiische Statistik gibt uns einen richtigen Maßstab. Mit Schaudern liest man von einem einzelnen großen Schiffsunfall, trotzdem die Zahl dieser Opfer verschwindet im Vergleich mit jenen Ziffern, wie sie eine trockne Statistik dieses Gewerbes bietet, und die wir ruhig lesen und dabei denken: navigare necesse est, vivere non necesse est.

Doch auch viel näherliegende Beispiele liefern ganz erschreckende Ziffern. Es sei aus den vielen Zweigen des Bauwesens ein Beispiel herausgegriffen, das ich der Februarnummer 1907 von „Everybody's Magazine" entnehme. Dasselbe schreibt: „Der Bau von Wolkenkratzern in Chicago hat im Verlauf des letzten Jahres unserem Gemeinwesen eine Blutsteuer auferlegt, die wohl beispiellos in den Annalen dasteht. Nach den Listen der Arbeiterunion der Eisenarbeiter für Brücken- und Hochbau im Staate Illinois war die Zahl der Toten im vorigen Jahre 26 gewesen, der bis zur Arbeitsunfähigkeit Verwundeten ebenfalls 26, der Leichtverwundeten 80, im ganzen also 132 auf einen Mitgliederstand von 1358 Arbeitern. Diese Zahl hat sich im letzten Jahre auf 156 Fälle erhöht, also von 10 vH. auf 12 v.H., eine Erhöhung, die auf die Überhastung in den Arbeiten zurückzuführen ist."

Man darf wohl sagen, daß diese Verlustziffern ganz unerhört hohe sind und ebenso wie die in der Folge beschriebenen großen Katastrophen im Eisenbetonbau auf die mangelhaften Baugesetze und Schutzvorkehrungen in Nordamerika sich zurückführen lassen. Das angeführte Beispiel zeigt uns aber, daß kein Baufach von solchen Folgeerscheinungen verschont bleibt. Es fehlt nur das in diesem Falle ebenso notwendige Haftpflichtgesetz, wie es bei Betriebsunternehmungen allgemein besteht, und im Zusammenhange damit die in der Resolution des VIII. Int. Architekten-Kongresses angesprochene amtliche Statistik, die sich naturgemäß nicht auf Eisenbeton beschränken, sondern, wie das vorhin angeführte Beispiel lehrt, bei allen modernen Riesenbauten gleichmäßig am Platze sind.

A. Unvermeidliche Bauunfälle.

Es sei zunächst jener Vorkommnisse gedacht, die außerhalb menschlichen Ermessens liegen. Es gilt dies nicht nur für die Fälle von „vis maior", sondern von allen Vorkommnissen außerordentlicher Art, deren Abwehr im Bauwerk nicht vorgesehen werden konnte.

Als vis maior wären 1. Erdbeben, 2. Hochwässer und 3. Ungewitter anzuführen.

Hinzu kommen noch, als vis minor, aber immer noch stärker als vorgesehen, 4. das Herabfallen einzelner Teile bei der Montage, 5. Explosionen während des späteren Betriebes und schließlich Feuersbrünste.

1. Erdbeben.

Als ein vollständig erdbebensicheres Wohnhaus kann das Zelt des Nomaden gelten, wie es sich z. B. in Japan zu einem Gebäudetyp ausgebildet vorfindet, wo Erdbeben zu täglichen Erscheinungen gehören. Dort hat das Bambushaus mit seinen Bastverbindungen eine lokale Berechtigung, weil diese Verbindungen jeder Bewegung nachgeben können und die Bauteile kein solches Gewicht haben, um selbst im schlimmsten Falle die darunter Lebenden zu gefährden. Eine solche ideale Lösung ist bei höheren Ansprüchen an ein Wohnhaus undenkbar.

Leider spielt bei der Erdbebensicherheit ein Faktor mit, der, soweit er überhaupt zu ermitteln ist, in seiner Tragweite erst durch ein Erdbeben selbst erprobt werden kann, d. i. die Empfindlichkeit der Fundamentschicht gegen Erdbebenstöße. Man glaubt jedoch annehmen zu dürfen, daß diese Empfindlichkeit bei Felsenfundamenten am

Abb. 9. Eisengerippe mit Vorhangmauern.

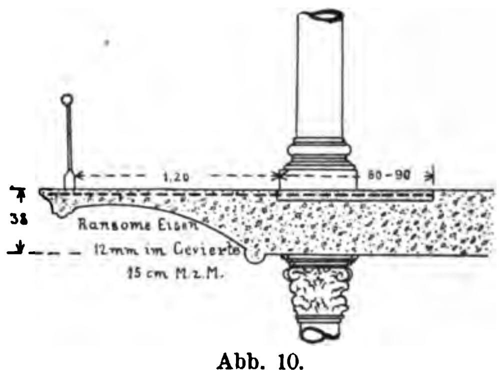


Abb. 10.
Eisenbeton im alten San Francisco.

geringsten ist, weil sich dort der Stoß auf große Massen verteilt und keine große Hebung eintritt, doch wird dies naturgemäß von der Mächtigkeit des Felsens und von seiner Lage zum Erdbebenherd abhängen.[1]) Ist die Herstellung auf einem Felsenfundamente ausgeschlossen, so kann die Güte des Fundaments dies teilweise ersetzen und gegen die Wellenbewegung schützen, die das die Felsschicht überlagernde Erdreich mitmacht.[2]) Wenn wir also die Erdbebensicherheit eines Gebäudes beurteilen wollen, so müssen wir Gebäude von denselben Fundierungsverhältnissen vergleichen und dieselbe Stärke und Richtung des Erdbebenstoßes in Betracht ziehen. In jedem Falle bieten Schließen bezw. eine Bewehrung uns die einzige Möglichkeit, Mauern gegen solche Angriffe widerstandsfähig zu machen. Es sind z. B. in San Francisco Gebäude mit horizontalen Schließen, selbst mit Eisenbetondecken mangels eines vertikalen Verbandes in den Mauern schwer beschädigt worden, und der Eisenbeton kommt nur dort voll zur Geltung, wo das ganze Gebäude monolithisch ausgeführt ist. Das-

[1]) Siehe „Beton u. Eisen". 1906, Heft VII, S. 168.
[2]) Siehe Silberg, Handbuch der Erdbebenkunde.

selbe besitzt dann auch eine Widerstandsfähigkeit selbst gegen Torsionsbeanspruchungen, wie sie auch vorkommen. Es muß hervorgehoben werden, daß die Zahl der einwandfreien Beispiele von Eisenbeton in Kalifornien zur Zeit des letzten Erdbebens von San Francisco 1906 nur eine geringe war und viele der günstigen Rückschlüsse sich von dem guten Verhalten der hohen Eisengerippebauten ableiten (Abb. 9). Von den wenigen Beispielen sei ein 24 m hoher Glockenturm in Millscollege nahe bei Oakland erwähnt, der trotz seiner 10 cm Umfassungsmauern vollständig unbeschädigt blieb, ferner das Warenhaus von Bekins in San Francisco, das erst im Bau begriffen war, schließlich sei noch auf ein älteres Gebäude dieser Art die Akademie der Wissenschaften hingewiesen, deren Anbau eine Eisenbetondecke auf gußeisernen Säulen gezeigt hat (Abb. 10). Diese Umstände haben das Vertrauen der dortigen Bauwelt auf Eisenbeton dermaßen gehoben, daß derselbe beim Neubau von San Francisco die wichtigste Rolle spielt[1]).

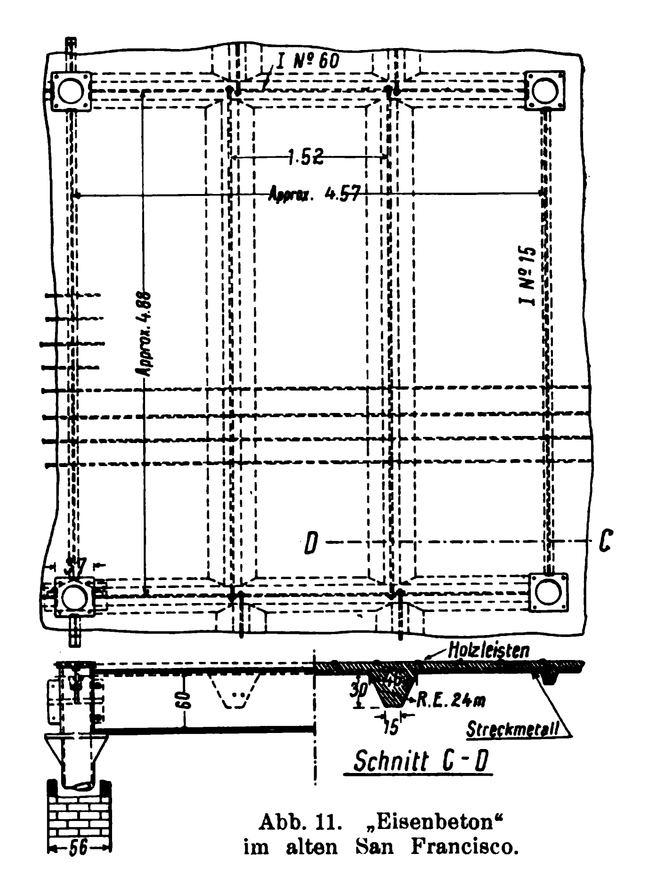


Abb. 11. „Eisenbeton“ im alten San Francisco.

Das Erdbeben hat unbarmherzig bei allen Bauten die verdeckten Bauschäden aufgedeckt, so z. B. bei dem Haus von Johnson u. Co., und es bietet ein gewisses Interesse zu sehen, was sich hinter den glattverputzten Flächen einer sogenannten Eisenbetondecke alles verbergen kann. Der Bau bestand, wie die Abb. 11 zeigt, aus gußeisernen Säulen, die durch eine Ziegelverkleidung das Ansehen von Pfeilern erwecken. Dieselben sind in Abständen von 4,5 m angeordnet und durch einen Rost von Traversen und Querträgern verbunden. Das Ganze ist in Beton eingehüllt und zur Bewehrung der Platte sind nur zwei Rundeisen



Abb. 12. Haus von Johnson & Co. nach dem Erdbeben.

[1]) Siehe „Beton u. Eisen“, 1909, Heft II. Die Wiedergeburt San Franciscos.

25 mm und ein Rabitznetz über das Ganze angeordnet. Man kann sich leicht berechnen, daß diese Bewehrung gerade noch genügt, um das Eigengewicht zu tragen, und es bedarf keiner weiteren Erklärung, weswegen das Gebäude, wie die Abb. 12 zeigt, das Erdbeben nicht ausgehalten hat.[1]) Man darf sich daher keinesfalls durch das Schlagwort irreführen lassen, daß Eisenbeton erdbebensicher sei, sondern es muß einerseits guter Eisenbeton sein, und anderseits muß auch bei diesem die Armatur mit Rücksicht auf den Zweck angeordnet werden, um dieser Aufgabe gerecht werden zu können. Es sei an dieser Stelle auf eine interessante Abhandlung von R. S. Shew in den Transactions Am. S. C. E. hingewiesen, die folgende Schlußfolgerungen enthält: Der Erdbebenstoß wirkt in ähnlicher Weise wie Winddruck, und die einzelnen Stöße können sich bei entsprechender Aufeinanderfolge addieren. Er nimmt mit der dritten Potenz der Höhe zu, bei monolithischen oder windversteiften Gebäuden wird das Haus einheitlich beansprucht. Es sollten daher alle anders konstruierten Häuser weitgehend beschränkt werden. Der Verfasser zieht Eisengerippehäuser vor und will den Eisenbeton auf die Fundamentplatte, die Deckenkonstruktion und zur Versteifung des Eisengerippes für die Zwischenwände verwendet wissen. Es steht zu befürchten, daß die Neubauten in San Francisco diese Prinzipien kaum beherzigt haben dürften, und bei der Möglichkeit der Wiederholung einer solchen Katastrophe wird man auf Überraschungen ähnlicher Art, wie oben dargestellt, gefaßt sein müssen.

Der Verfasser dieser Zeilen hat auf Grund des Studiums des Laibacher Erdbebens anläßlich des riesigen Unglücks in Süditalien[2]) ein erdbebensicheres Haus in Eisenbeton konstruiert, dessen Einzelheiten demnächst veröffentlicht werden sollen. Im Prinzip ist es ein Fachwerk, bestehend aus Rahmen nach den Hauptrichtungen, je nach dem Grundriß, radial oder gekreuzt, und Decken nach einem Hängwerksystem. Diese Anordnung ist bis auf solide Verbindung mit einem Fundamentklotz dem Vogelkäfig nachgebildet (Abb. 13). Die Füllungen der Fächer sind durch dünne Monierwände her-

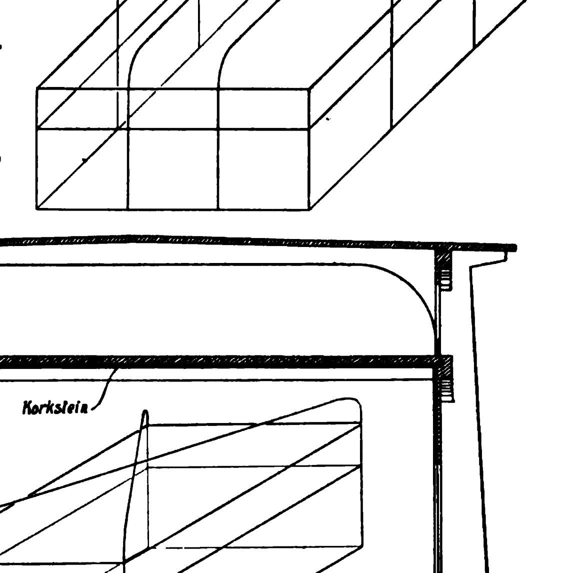


Abb. 13. Erdbebensicheres Gebäude, System „v. Emperger".

[1]) Siehe näheres in Engineering News vom 8. November 1906, S. 474.
[2]) Siehe Beton u. Eisen 1909, Heft V, S. 130.

gestellt gedacht und die Wohnlichkeit der Räume durch einen Korkbelag gesichert. Da die Typen für dieses System erst in Ausarbeitung begriffen sind, so muß ich mich hier auf einen allgemeinen Hinweis beschränken. Dem lokalen Bedürfnis in Italien sind diese niedrigen Bauten in Abb. 13 angepaßt und gewiß auch besser gesichert, als hohe Bauten, doch lassen sich selbstredend auch solche nach diesem System herstellen.

2. Hochwässer.

Die Vorteile des Eisenbetons kommen bei diesem Element hauptsächlich bei Brücken zur Geltung, die, verglichen mit eisernen und hölzernen Brücken, eine horizontale Steifheit und Widerstandsfähigkeit zeigen, die diese nicht besitzen, doch auch, verglichen mit Steinbrücken, kommt ihr Zusammenhang mit den Widerlagern und Pfeilern sowie schließlich die Möglichkeit schlanker, das Flußbett nicht beengender Pfeilerkonstruktionen in Betracht, so zwar, daß sie das Beste liefern, was sich an Hochwassersicherheit erzielen läßt.[1]) Es war gerade dieser Umstand, der mir meine anfangs recht dornenvolle Tätigkeit als Unternehmer von Eisenbetonbrücken in Nordamerika wesentlich erleichtert hat, als die Presse erzählen konnte, daß bei einem Hochwasser längs des ganzen Gerinnes alle Brücken, ob Holz oder Eisen, weggeschwemmt worden waren bis auf eine, und daß gerade diese eine Brücke die so allgemein verdächtigte Eisenbetonbrücke gewesen ist. Das beigefügte Bild der von mir im Jahre 1894 erbauten Brücke über den Housonatic River während eines Hochwassers im Jahre 1896 (Abb. 14) diene als Ergänzung zu der Darstellung derselben Brücke in Bd. III 3, S. 73, Abb. 82. Es sei ferner auf die ebenda befindliche Abb. 79 einer Hochwasserkatastrophe in Topeka verwiesen.



Abb. 14. Brücke in Stockbridge, Mass., bei Eisgang.

Bei Balkenbrücken kommt deren großes Eigengewicht in demselben Sinne vorteilhaft zur Geltung. Als ein bemerkenswertes Beispiel sei auf die Erfolge der Visintiniträger[2]) verwiesen, deren Verhalten bei einer Hochwasserkatastrophe des Zschopauflusses der Gemeindevorstand in Erdmannsdorf dahingehend bestätigt,[3]) daß im ganzen Gebiet alle anderen Brücken beschädigt oder fortgeschwemmt wurden.



Abb. 15. Brücke in Süd-Bend, Ind.

Eine ganz originelle Erscheinung bietet uns die Abb. 15, wo bei einem Hochwasser die Fundamente mehrerer Pfeiler einer Brücke unterhalb eines Wehres unterwaschen

[1]) Siehe Tonindustrie-Zeitung 1905, S. 1331.
[2]) Siehe Beton u. Eisen 1906, Heft IX, S. 223.
[3]) Siehe ausführlich Beton u. Eisen 1909, Heft VII.

worden waren.[1]) In diesem Falle hat die Kontinuität genügt, um das Eigengewicht auf die vergrößerte Spannweite zu tragen. Es wird damit eine der wertvollsten, oft nicht genügend beachteten Eigenschaften der Kontinuität versinnbildlicht.

3. Ungewitter.

Wir wollen unter diesem Schlagwort die Einwirkung des Sturmes und des Blitzes zusammenfassen. Was über die Sicherheit gegen Blitz zu sagen ist, wurde bereits an anderer Stelle gesagt.[2]) Die Sicherheit gegen Sturm ist bei allen diesen und ähnlichen Gebäuden eine sehr große.

In ganz origineller Weise bringt dies kürzlich ein Fachmann in der Tonindustrie-Zeitung[3]) zum Ausdruck, indem er sagt, Eisenbetonschornsteine seien so windfest, daß sie, wenn sie umgestürzt sind, einfach wieder aufgestellt zu werden brauchen.



Abb. 16. Singerbuilding in New-York.

Die Sicherheit gegen Ungewitter kommt ernstlich nur bei hohen Gebäuden und Kaminen in Frage. In beiden Fällen können wir vorläufig nur auf amerikanische Erfahrungen hinweisen. Was zunächst die Vorkehrungen betrifft, die bei Wolkenkratzern und Turmbauten nötig sind, so macht sich bei allen anderen Baustoffen der mangelhafte Zusammenhang der einzelnen Teile höchst unangenehm bemerkbar. Bei Eisen kommt der Umstand einer bedeutenden Dehnung hinzu, so zwar, daß dem Sturme ausgesetzte Eisengerippe an ihrem oberen Ende sehr heftig schwanken. Diese Erscheinungen werden bei Eisenbetonbauten unter sonst gleichen Verhältnissen wesentlich geringere. Man hat es im Eisenbau nötig, zwischen den einzelnen Säulenreihen kräftige Diagonalen anzuordnen, und muß dieselben, wo Türöffnungen ihre Anordnung verbieten, durch dementsprechende Knotenblechkonstruktionen ersetzen. Im Eisenbeton bietet die Herstellung einer derartigen Konsole weit weniger Schwierigkeit, abgesehen davon, daß sich jede Abteilungswand als eine Versteifung konstruktiv einfügen läßt

[1]) Municipal Engineering 1908, S. 207.
[2]) Siehe Handbuch für Eisenbetonbau Bd. IV, S. 13.
[3]) Siehe Nr. 148 in 1908, S. 2108.

und der Spielraum, der sich bei der Montage eines Eisengerippes von selbst ergibt, fehlt.

Trotz all der erwähnten Anordnungen erschien dies den New-Yorker Architekten dort unzulänglich, wo ein so hohes Gebäude wegen schlechten Untergrundes tiefe Fundamente erhalten muß.

Es ergibt sich dann, ganz abgesehen von der Gründungsmethode, ein in sich steifes Gerippe auf mehreren hohen Mauerwerksstelzen. Das in der Abb. 16 dargestellte Beispiel, das höchste Gebäude in New-York, wurde nun gegen die Möglichkeit versichert, daß durch einseitigen Winddruck eine der Rechnung nach nicht vorsehbare Druckverteilung durch einseitiges Abheben eintritt. Zu diesem Zwecke sind sehr kräftige Verankerungen an den mit zwei Ringen bezeichneten Säulen im Grundriß (Abb. 16) angeordnet, die von den unten befindlichen Caissons durch die Betonpfeiler hinauf bis in den Oberbau reichen (Abb. 18). Es ist dies wohl ein musterhaftes Beispiel, wie die rechnerischen Annahmen bis in die Fundamente hinab gesichert werden sollen. Als einziges Beispiel, wo durch Winddruck eine Zerstörung eines Bauwerks in Eisenbeton zu verzeichnen war, ist der Umfall eines 32 m hohen Schornsteins in Louisville, Ky[1]) anzuführen, der in seinem oberen Teil 1,6 m äußeren Durchmesser hatte. Wie in den meisten Fällen, so werden auch hier eine Reihe von Nebenursachen angeführt. Der Sand soll lehmhaltig gewesen sein, und der Bau eines Nachbarhauses soll eine ungleichmäßige Setzung der Fundamente zur Folge gehabt haben. Diese beiden Umstände sollen der Grund gewesen sein, daß sich Sprünge am Beton gezeigt haben. Zu ihrer Reparatur wurde ein großes Lattengerüst um den Kamin gebaut, und erst diese vermehrte Windfläche soll — wie die Unternehmer behaupten — den Sturz des Kamins zur Folge gehabt haben. Es kann aber nicht übersehen werden, daß sie gleichzeitig zugaben, daß im eingestürzten Kamin ein Horizontalverband in Abständen von etwa 1 m angeordnet war und daß sie diesen Abstand in allen späteren Fällen auf $^1/_2$ m reduziert haben. Sonst sind von den 400 Kaminen in Eisenbeton, die bis Ende 1907 in den Vereinigten Staaten gebaut worden waren, nur drei Fälle bekannt, die durch Sturm beschädigt wurden. In allen diesen Fällen wird die mangel-

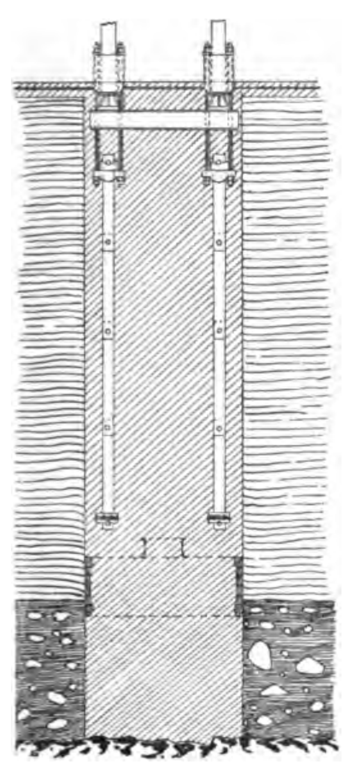


Abb. 18. Caisson mit Eisenanker.

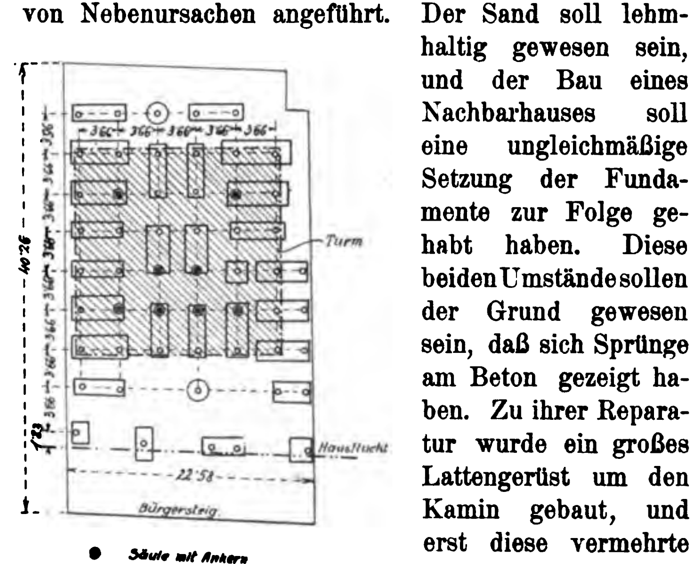


Abb. 17. Grundriß.

Fundamente des Singerbuilding.

[1]) Siehe Eng. News vom 7. und 28. Februar 1907.

hafte Widerstandsfähigkeit auf schlechten, oder doch zu jungen Beton zurückgeführt und als Zeugnis hierfür auf die mangelhafte Verbindung zwischen diesem und dem Eisen an der Bruchstelle hingewiesen.

4. Feuersgefahr.

Da auf diesem Gebiete eine der Hauptstärken des Eisenbetonbaues bei seiner Anwendung im Hochbau zu suchen ist, so wurde dieses Thema ausführlich als Einleitung zu Band IV/1 behandelt. Hier sei nur noch auf die Widerstandsfähigkeit verwiesen, die der Eisenbeton gegenüber den Wirkungen von Explosionen zeigt. Ein besonders anschauliches Bild zeigen die Abb. 19 u. 20, die Folge der Explosion eines Azetylenbehälters in Indianapolis.



Abb. 19. Ansicht von oben.



Abb. 20. Ansicht von unten.

Abb. 19 u. 20. Folgen einer Explosion in einer Eisenbetondecke.

Durch die Gewalt des explodierenden Gases wurde in die Decke ein Loch von der Größe des Behälterbodens gerissen; trotzdem hierbei ein Stück eines Balkens mit herausgeschlagen wurde, fand eine weitere Beschädigung, abgesehen von den Fenstern, nicht statt, so daß die Reparatur in einfacher Weise durch Zurückbiegen der Eisen und Nachfüllen mit Beton bewerkstelligt werden konnte. Beistehende Abb. 19 zeigt die Gewalt der Explosion und das Verhalten anderer Baumaterialien. Das Holzdach des städtischen Feuerhauses, 8 m von der Unfallstelle, wurde in großer Ausdehnung eingedrückt, desgl. der Giebel des 30 m entfernten St. Vincent-Krankenhauses. Das zweite Bild gibt die Innenansicht des Dachraums und zeigt die Gewalt der Explosion und besonders die Widerstandsfähigkeit der Konstruktion in vorzüglicher Weise. Der Balken, parallel

zur Bildebene eingebaut, ist aus der Säule herausgezogen worden und hängt, seinen Zusammenhang wahrend, noch am anderen Auflager. Gleichzeitig ist auch ein großes Stück der Decke mit herausgeschleudert; die Eisen im Vordergrunde sind dabei glatt aus der Deckenplatte herausgerissen worden bis zu der Stelle, an der die angewalzten Flügel der Kahn-Eisen beginnen. Trotzdem die Decke so ihres eigentlichen Auflagers beraubt ist, bleibt der nicht unmittelbar von der mechanischen Wirkung betroffene Teil unbeweglich, wohl infolge einer Kombination von Platten und Konsolwirkung, wie sie nur einer einheitlichen Konstruktion wie Eisenbeton eigen ist, und die diesen Konstruktionen eine vermehrte, wenn auch nie in Rechnung gezogene Sicherheit anderen Bauweisen gegenüber gibt.

Diese Eigenschaft wurde mehrfach erprobt[1]) und, wie aus dem Vorschlag des Herrn Ing. Guttmann ersichtlich, auch für den Bau von Fabriken von Explosivstoffen angewendet.[2])

5. Widerstand gegen außergewöhnliche Stoßkräfte.

Solche abnormale Fälle von Inanspruchnahmen, die weit über das hinausgehen, was die statische Berechnung zugrunde gelegt hat und voraussehen konnte, zeugen von der großen Widerstandsfähigkeit der Eisenbetonbauten. Wir wollen hier einige nur kurz anführen. Über den ersten Vorfall dieser Art — Sturz eines Krans auf eine ein Monat alte Decke — berichtet Ciment 1907 aus Lausanne. Von den späteren Vorfällen sei erwähnt: Beim Bau eines Silos der Ferro-Concrete-Construction Comp. in Cincinnati, O., riß sich ein Stein im Gewichte

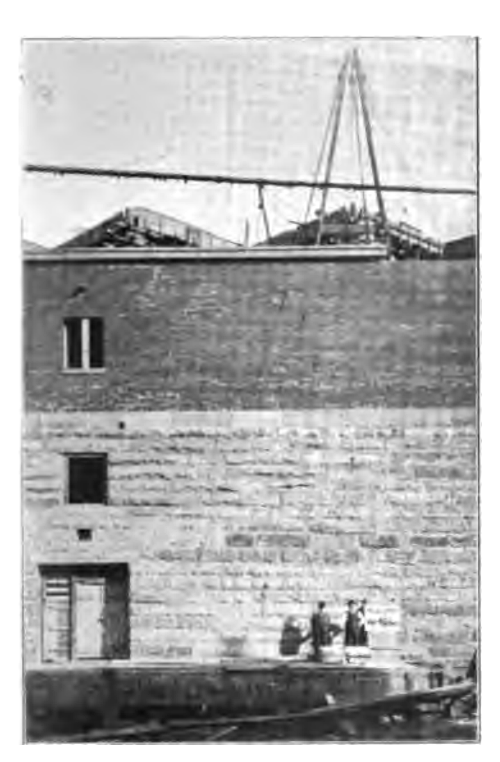


Abb. 21.



Abb. 22.

Unfreiwillige Fallprobe mit einem Quader.

von fast 600 kg, wie die Abb. 21 zeigt, von einem Krane los und stürzte 12 m auf eine darunter befindliche frisch ausgeschalte Plattform aus Eisenbeton herab. Die in der Abb. 22 sichtbare Verschalung liegt nur äußerlich, und die Eisenbetonplatte war nicht

[1]) Siehe Handbuch f. Eisenbetonbau, Bd. II, S. 363 und Bd. III, S. 692.
[2]) Siehe Handbuch f. Eisenbetonbau, Bd. IV, S. 244, Abb. 128.

unterstützt. Trotzdem brachte dieser starke Stoß auf die leichte Decke nur eine Oberflächenaufschürfung hervor. Einen ähnlichen Fall beschreibt C. W. Noble in Engineering News vom 9. Mai 1907, S. 517. Es handelt sich dort um ein zwölfstöckiges Eisengerippegebäude mit Eisenbetondecken, die mit Hilfe von Hohlsteinen hergestellt waren. Die Säulen sind in Abständen von 5 × 6 m angeordnet und durch Traversen Nr. 50 verbunden; dazwischen liegen Eisenbetonbalken, die in der Querrichtung durch die erwähnte Hohlsteinkonstruktion verbunden sind. Ein Balken von 30 cm im Geviert, 12 m lang, also etwa 1 t schwer, fiel 37 m herab auf eine einen Monat alte Eisenbetondecke. Den Erfolg zeigt die Abb. 23, welche das Loch darstellt, das etwa 75 cm breit und 1,80 m lang war. Der Balken brach durch die Wucht des Stoßes, und die ganze Gewalt des Aufpralls ging in dieser Zerstörung auf, ohne daß die weiter herabfallenden Teile unterhalb einen Schaden getan hätten. Bemerkenswert ist, wie aus Abb. 23 ersichtlich, daß diese Kraft nicht genügt hat, die Bewehrungsdrähte herauszureißen. Mehrfache Beispiele dieser Art gibt uns Hennebique aus seiner Praxis in der Zeitschrift Béton armé.[1]) Von der Widerstandsfähigkeit gegen Stoßwirkung kann man leider nicht viel mehr sagen, als daß sie beim Eisenbeton eine sehr große ist. Einen richtigen Maßstab hierfür hat man im Versuchswege noch nicht ermittelt.[2]) Als besten Versuch dieser Art sei eine Schlagprobe beschrieben, die die Firm Rella u. Neffe bei dem in Abb. 24 dargestellten Bock des Straßenbahnwagenschuppens der städtischen Straßenbahn in Wien ausgeführt hat.



Abb. 23. Unfreiwillige Fallprobe mit einem Balken.

Ergebnis der Belastungsproben

für die Schienenböcke der Wagenhalle II im Bahnhof Brigittenau, ausgeführt von der Betonbauunternehmung N. Rella u. Neffe unter behördlicher Oberaufsicht.

Am 9. Dezember 1908 wurde in der neuerbauten Wagenhalle II des Bahnhofs Brigittenau eine Belastungs- bezw. Bruchprobe an den in Eisenbetonkonstruktion hergestellten Schienenböcken vorgenommen.

Zu den Proben wurden vier Schienenböcke, die augenscheinlich als die schwächsten gelten konnten, ausgesucht.

I. Biegungsprobe. Es wurden auf ein balkenträgerartiges Gerüst (Abb. 25 u. 26), welches fest mit dem zu erprobenden Schienenbocke verbunden war, an der auskragenden Stelle Portlandzementsäcke aufgebracht.

Moment des Eigengewichts der Holzkonstruktion

$$M_c = 19\,500 \text{ cmkg}$$

Gewicht eines Zementsackes laut Wägung an Ort und Stelle

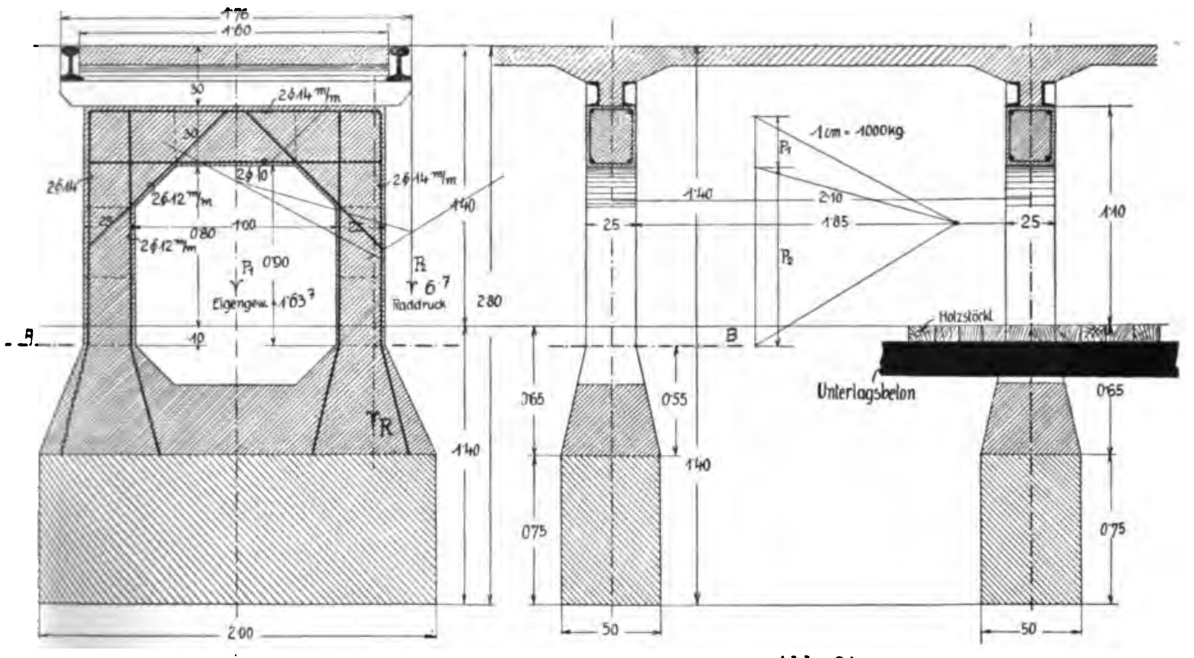
$$p = 51{,}4 \text{ kg}$$

Moment von p

$$M_p = p\,H = 300 \times 51{,}4 = 15\,420 \text{ cmkg}.$$

[1]) Siehe November 1901 mit einem Gewicht, April 1902 mit einer Erdmasse; siehe ferner zwei Beispiele in Tonindustrie-Zeitung 1901, S. 1884.

[2]) Siehe Revue Génie militaire 1901, Versuche mit Geschoßwirkung leider nicht zugänglich; ferner Béton armé Juni und August 1901.



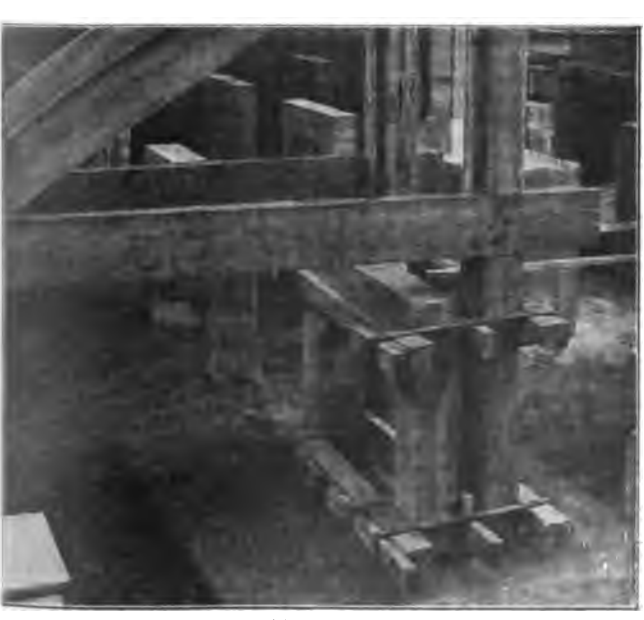


Abb. 25.

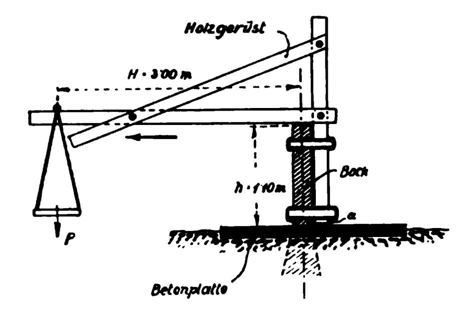


Abb. 24.
Schienenbock des Straßenbahnwagenschuppens in Wien.

Abb. 26.
Probe der Fundamenteinspannung I.

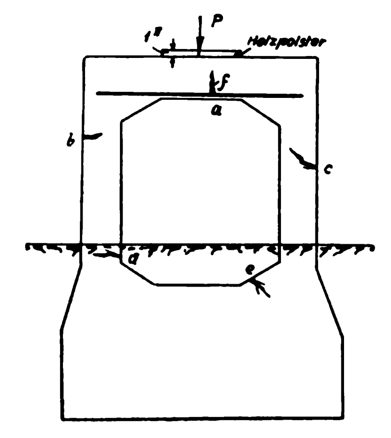


Abb. 27. Schlagprobe II.

Die Biegung des Schienenbockes wurde mittels eines Biegungsmessers, welcher an der Oberkante des Schienenbockes befestigt war, gemessen. Die Ablesungen ergeben sich wie folgt:

Belastung durch	Moment M cmkg	Lesung am Biegungsmesser mm	Anmerkung
Eigengewicht des Holzgerüstes e	19 500	0	Der Biegungsmesser wurde so angeordnet, daß derselbe den Anschlag des Bockes in der Höhe h von der Oberkante der Betonplatte in der Pfeilrichtung angab.
$e + 11$ Säcke	189 120	0,6	Feiner Haarriß bei a.
$e + 13$ „	204 540	1.2	
$e + 14$ „	219 960	1,6	
$e + 15$ „	235 380	2,3	
$e + 16$ „	250 800	2,6	
$e + 18$ „	281 640	max 35,0	Langsames gleichmäßiges Anwachsen des Anschlages (1 mm in etwa 33 Sek. im Mittel).
$e + 20$ „	312 480	—	Rasches Umkippen. Nach dem Entfernen der Säcke verringerte sich der Anschlag bis auf das Maß von 31 mm.

II. Schlagprobe. Eine Ausbildung der Eisenbetonkonstruktion mit Rücksicht auf die im vorliegenden Falle angegebene Belastungsweise war nicht vorgesehen, weil eine Belastung in der Bockmitte in Wirklichkeit nie eintreten kann. Zur Zeit der Probe war der Unterlagsbeton noch nicht gemacht (Abb. 26, 27 u. 28).



Abb. 28. Schlagprobe II.

Es wurde ein Rammbär von 125 kg Gewicht zuerst aus einer Höhe von 50 cm auf die Mitte des zu untersuchenden Schienenbockes auffallen gelassen; nach zwei Schlägen zeigte sich keine Deformation und wurde dann für die weitere Probe eine Fallhöhe von 1 m festgesetzt. Zum Schlagen diente ein gewöhnlicher Querbock mit Rolle.

Nach dem 1. Schlage aus einer Höhe von 1 m zeigte sich in der Mitte des Schienenbockes ein feiner Haarriß, welcher von der Unterkante des Tragbalkens bis in die Mitte desselben verlief.

Nach dem 2. Schlage vergrößerte sich der Riß. Nach dem 5. Schlage entstand je ein Riß in den Oberteilen der Schienenbockfüße. Nach dem 15. Schlage hatte der Mittelriß eine Klaffung von 7 mm. Beim 50. Schlage rissen die unteren Eiseneinlagen im Tragbalken, und nach dem 58. Schlag war der Schienenbock total deformiert.

Fallhöhe	Zahl der Schläge	Rißbildung	Anmerkung
0,50	2	0	Der Riß a verbreiterte sich bei jedem Schlage in der Weise, daß die Zunahme bei jedem Schlage eine etwas größere wurde.
1,00	1	Haarrißbildung bei a	
„	2	stärkerer Haarriß bei a	
„	5	Haarrisse bei b und c	
„	15	Rißbreite bei $a = 7$ mm $b = 6$ mm $c = 3{,}5$ mm	
	50	Reißen der zwei Eiseneinlagen bei b (Durchm. 10 mm)	Kontraktion etwa 60 vH.
	58	Rißbreite bei $a =$ etwa 30 mm bei b und $c =$ etwa 20 mm	Die Risse bei d und e konnten erst nach beendigter Probe beim Entfernen des Bodenmaterials wahrgenommen werden.

III. **Probe auf Seitensteifigkeit.** Bei einer Pendellänge von 3,42 m wurde ein Gewicht von 50 kg gegen den Schienenbock fallen gelassen. Es wurden zuerst 50 Schläge von 1,50 m Entfernung und sodann 50 Schläge von 2 m Entfernung ausgeführt (Abb. 30 u. 31).

Amplitude mm	Zahl der Schläge	Rißbildung	Anmerkung
1,00	3	0	Der Haarriß bei g ist erst nach dem 42. Schlage mit 2,00 m Amplitude aufgetreten.
1,50	50	0	
2,00	42	0	
2,00	50	feiner Haarriß bei g bis Trägermitte	

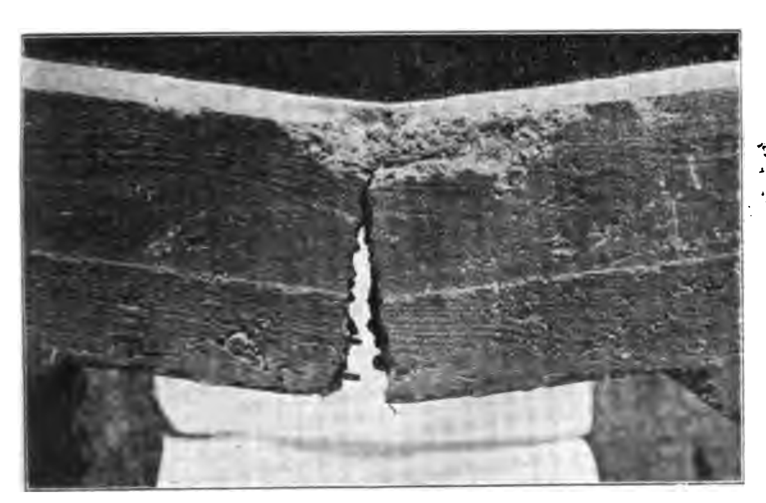


Abb. 29. Schlagprobe II (Einschnürung der gerissenen Eisen).

Abb. 30. Probe III.



Abb. 31. Probe IV.

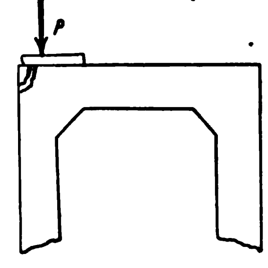


Abb. 32.

Bei diesem Versuche zeigte sich ein ganz feiner Haarriß an der Oberfläche des Tragbalkens, welcher von der dem Schlage entgegengesetzten Seite bis in die Mitte des Tragbalkens verlief.

IV. **Schlagprobe**, welche auf die Mitte eines Pfeilerfußes vorgenommen wurde.

Der Rammbär hatte ein Gewicht von 125 kg. Es wurden 50 Schläge von 1 m Höhe und 11 Schläge von 1,50 m Höhe vorgenommen. Beim 18. Schlage prellten sich die Kanten an den Außenseiten ab, und waren bis zum Ende des Versuchs keinerlei merkliche Aenderungen an der Schienenbockkonstruktion wahrzunehmen (Abb. 32).

Die ungünstigsten Beanspruchungen traten bei einseitiger Belastung auf, und der Berechnung wurde ein Wagen von 12 t Achsendruck zugrunde gelegt.

Beanspruchung in der Fuge AB (Abb. 34).

1. Das Eigengewicht:

Platte über den Schienenböcken zwischen den Putzgruben $1{,}60 \cdot 2{,}10 \cdot 0{,}10 \cdot 2400$	=	310 kg
Verbindungsbalken $0{,}50 \cdot 1{,}50 \cdot 0{,}25 \cdot 2400$	=	450 „
Pfeiler $2 \cdot 0{,}25^2 \cdot 0{,}90 \cdot 2400$	=	270 „
Zuschlag für Schienenbock und Schienen		100 „
		1630 kg.

2. Der größte Raddruck . . . . 6000 „

$\Sigma P = 7630$ **kg.**

Die Resultierende fällt um 69 cm außerhalb der Schwerachse, daher das Moment

$$= 7630 \cdot 69 = 530\,000 \text{ cmkg}.$$

Die Querschnittsfläche $= 0{,}25^2 \cdot 2 = 1250$ cm² ohne Berücksichtigung der Eiseneinlagen, daher die Beanspruchung $\sigma_1 + \sigma_2 = \frac{P}{F} \pm \frac{M}{W}$

$$W = \frac{B}{G} \cdot \frac{H^3 - h^3}{H} = \frac{25}{6} \cdot \frac{150^3 - 100^3}{150} = 66\,000 \text{ cm}^3,$$

daher die Beanspruchung in der Querschnittsfläche A

$$\sigma_1 = \frac{7630}{1250} + \frac{530\,000}{66\,000} = 6{,}1 - 8{,}1 = -\mathbf{2\ kg/cm^2}$$

σ_2 Druckspannung in der Fläche $B = 6{,}1 + 8{,}1 = \mathbf{14{,}2\ kg/cm^2}$.

Angenommen, daß die auftretenden Zugspannungen vom Eisen allein aufgenommen werden sollen, so ist das Moment der inneren Kräfte

$$\frac{2 \cdot 19 \cdot 25}{2} \cdot 130 = 61\,750 \text{ kgcm},$$

daher der erforderliche Eisenquerschnitt

$$F_e = \frac{61\,750}{135 \cdot 950} = 0{,}5 \text{ cm}^2$$

oder die Beanspruchung des tatsächlich vorhandenen Eisenquerschnitts (2 R.-E. 14 mm) $= 3{,}06$ cm²

$$\sigma = \frac{61\,750}{135 \cdot 3{,}06} = \mathbf{150\ kg\ für\ 1\ cm^2}.$$

Die Spannungen in der Fuge AB bei voller Belastung.

Raddrücke auf beiden Seiten		12 000 kg
Eigengewicht		1 630 „
Vorgeschriebene Nutzlast für 1 m² von 1000 kg auf der Platte $2{,}10 \cdot 1{,}60 \cdot 1000$	=	3 350 „
		$\Sigma P = 16\,980$ **kg,**

daher die auftretenden Druckspannungen mit Berücksichtigung der Eiseneinlagen

$$\sigma = \frac{16\,980}{2 \cdot 0{,}25^2 + 15\,(2 \cdot 5{,}32)} = \mathbf{12\ kg/cm^2}.$$

Bodenbeanspruchung.

Gewicht bei voller Belastung bis zur Fuge AB		16 980 kg
Gewicht des Fundaments $\frac{0{,}55}{6} \left\{(2{,}0 \cdot 2 + 1{,}50) \cdot 0{,}50 + (1{,}50 \cdot 2 + 2{,}00) \cdot 0{,}25\right\} \cdot 2400$	=	880 „
$2{,}00 \cdot 0{,}50 \cdot 0{,}75 \cdot 2400$	=	1 800 „
		19 660 kg.

$$F = 200 \cdot 50 = 10\,000 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{19\,660}{10\,000} = \mathbf{1{,}9\ kg/cm^2}.$$

Wien, den 9. Dezember 1908.

Von absichtlichen Versuchen wäre noch der Versuch Gabelinis zu erwähnen, dessen Eisenbetonschiff mittels Rammung durch ein anderes Schiff auf seine Widerstandsfähigkeit untersucht wurde und von unfreiwilligen die Zerstörung eines der vier Füße eines Kohlensilos in Lens durch eine Zugentgleisung, ohne daß die Stabilität des Silos gefährdet worden wäre.[1])

[1]) Siehe Béton armé, Februar 1902, Nr. 45.

Eine ebenfalls nicht beabsichtigte Probe ereignete sich bei der Landungsbrücke in Surfleet mit einem großen Dampfer von 8000 t. Derselbe verlor die Steuerung, riß die Schutzpfähle hinweg und zerstörte den Landungssteg und gefährdete den darauf befindlichen großen Kran (Abb. 33). Auch hier muß gesagt werden, daß der Stoß mit einer derartigen Gewalt geschah, daß keine andere Bauweise diesen Stoß in ähnlicher Weise ausgehalten hätte. Die Reparaturen erstreckten sich auf einen Streifen von etwa 6 m Länge und ihre Ausführung bot keine nennenswerten Schwierigkeiten.



Abb. 33.
Landungsbrücke in Surfleet.

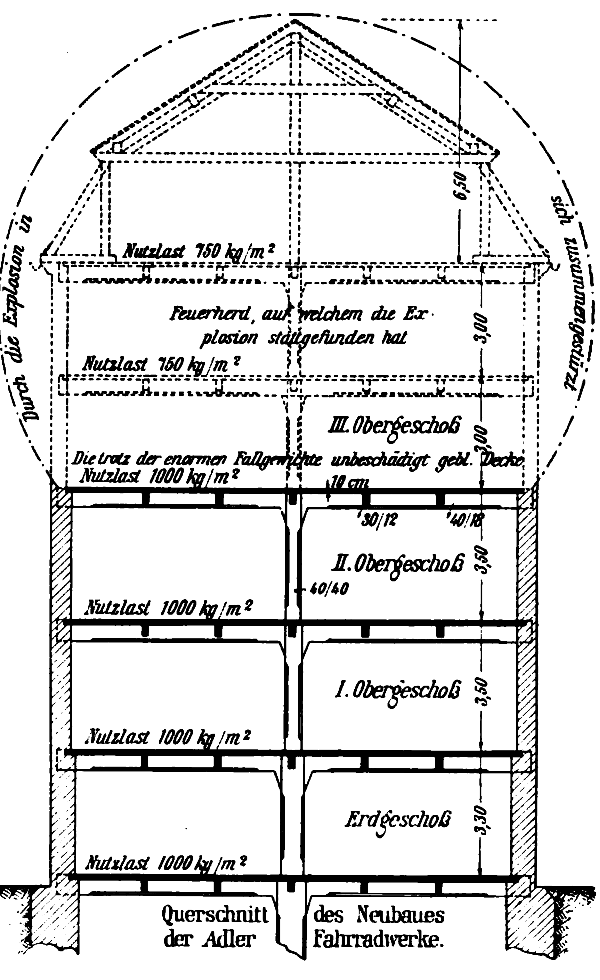


Abb. 34.
Explosion in Frankfurt a. M.

Es sei schließlich noch ein Vorfall erwähnt, wie er bei Feuersbrünsten wiederholt vorgekommen ist, wo ein Teil des Gebäudes plötzlich zusammenstürzt. In solchen Fällen hat sich der Eisenbeton mit seiner großen Widerstandsfähigkeit glänzend bewährt. Die Abb. 34 zeigt uns einen derartigen Vorfall beim Brande der Adlerfahrradwerke



Abb. 35. Adlerfahrwerke nach der Explosion.

in Frankfurt a. M. am 10. Oktober 1900. Durch eine Explosion sind die oberen, aus Holz hergestellten Zwischendecken auf die 5 m darunter liegende Eisenbetonkonstruktion herabgestürzt. Dieselbe war für 1000 kg/m² berechnet. Das Gewicht des herabgestürzten Materials, bestehend aus zwei Decken, dem Dach, Maschinen und Lagerartikeln, wird auf 3000 kg/m² geschätzt. Der Effekt dieses Einsturzes war der in Abb. 35 ersichtliche und die darunter befindliche Decke blieb vollständig unversehrt.

B. Unfälle aus Unkenntnis, Gedankenlosigkeit oder Vergeßlichkeit.

Es ist vielleicht nicht ganz einwandfrei, wenn auch diese Unfallquelle an einer Stelle Erwähnung findet, die doch in erster Linie der Unfallverhütung dienen soll, während doch gegen solche Unfälle kein Kraut gewachsen scheint. Diese Unfallquelle soll jedoch nicht nur zur Vollständigkeit hier angeführt werden, sondern auch als Warnung allen jenen dienen, die mit unzureichenden Kenntnissen, dafür aber mit einem durch Erfahrung nicht getrübten Vertrauen an solche Bauten herantreten und meinen, daß „man mit Eisenbeton alles machen könne". Diesen nicht immer schlechten, sondern häufig genug von bestem Streben beseelten Leuten scheint es nicht überflüssig, in Erinnerung zu rufen, daß man auch mit Eisenbeton nichts gegen die anerkannt statischen Grundsätze zustande bringen kann und daß Erfahrung und Ordnung die erste Voraussetzung für den Erfolg sind. Wir führen an anderer Stelle ein Beispiel an, das mir wiederholt in meiner Praxis begegnet ist, in welchem Konstrukteure mit Erfahrung es übersehen haben, daß ein Träger in Eisenbeton auch eines Druckgurtes bedarf und daß, wenn man ihn durch Oberlichter zustutzt, man ebenso verfährt, als wenn man einem I-Träger den oberen Flansch durchsägen würde.

Das häufigste Beispiel dieser Art Gedankenlosigkeit findet sich bei der Konstruktion gebrochener Träger vor (Abb. 36). Die ungewohnte Form und die bekannte Eignung des Eisenbetons für die abenteuerlichste Formgebung führt oft zu den absurdesten Lösungen.

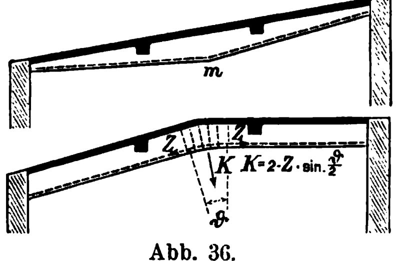


Abb. 36.
Knieförmige Trägerformen.

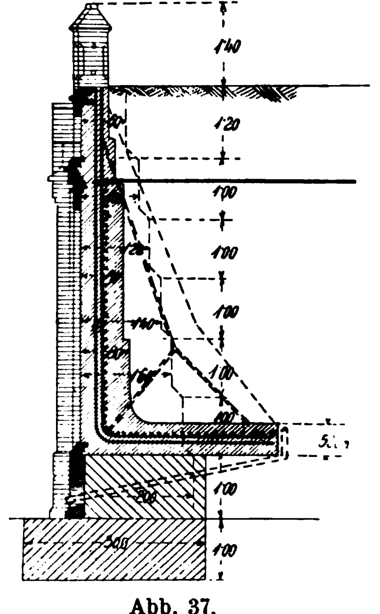


Abb. 37.
Eine „Winkelstützmauer".

Ich führe als Beispiel in Abb. 37 die Skizze einer mit Grubenschienen und Drahtseilen bewehrte Winkelmauer an, die nur durch ein Drahtseil gehalten wird und die mir mit einem Begleitschreiben gesandt wurde, in welchem der Unternehmer sich bitter darüber beklagt, daß der Eisenbeton das nicht gehalten habe, was er sich von ihm versprochen hat. Die Mauer wäre gleich nach Anbringung der Hinterfüllung um den Scheitel umgeklappt. Ganz ähnlich finden sich häufig Walmdächer angeordnet vor, ohne entsprechende Versteifung am First oder am Auflager. Über einen solchen Fall berichtet Prof. Sigmund Müller:[1])

[1]) Armierter Beton 1908, S. 62. Derselben Abhandlung ist auch Abb. 36 entnommen.

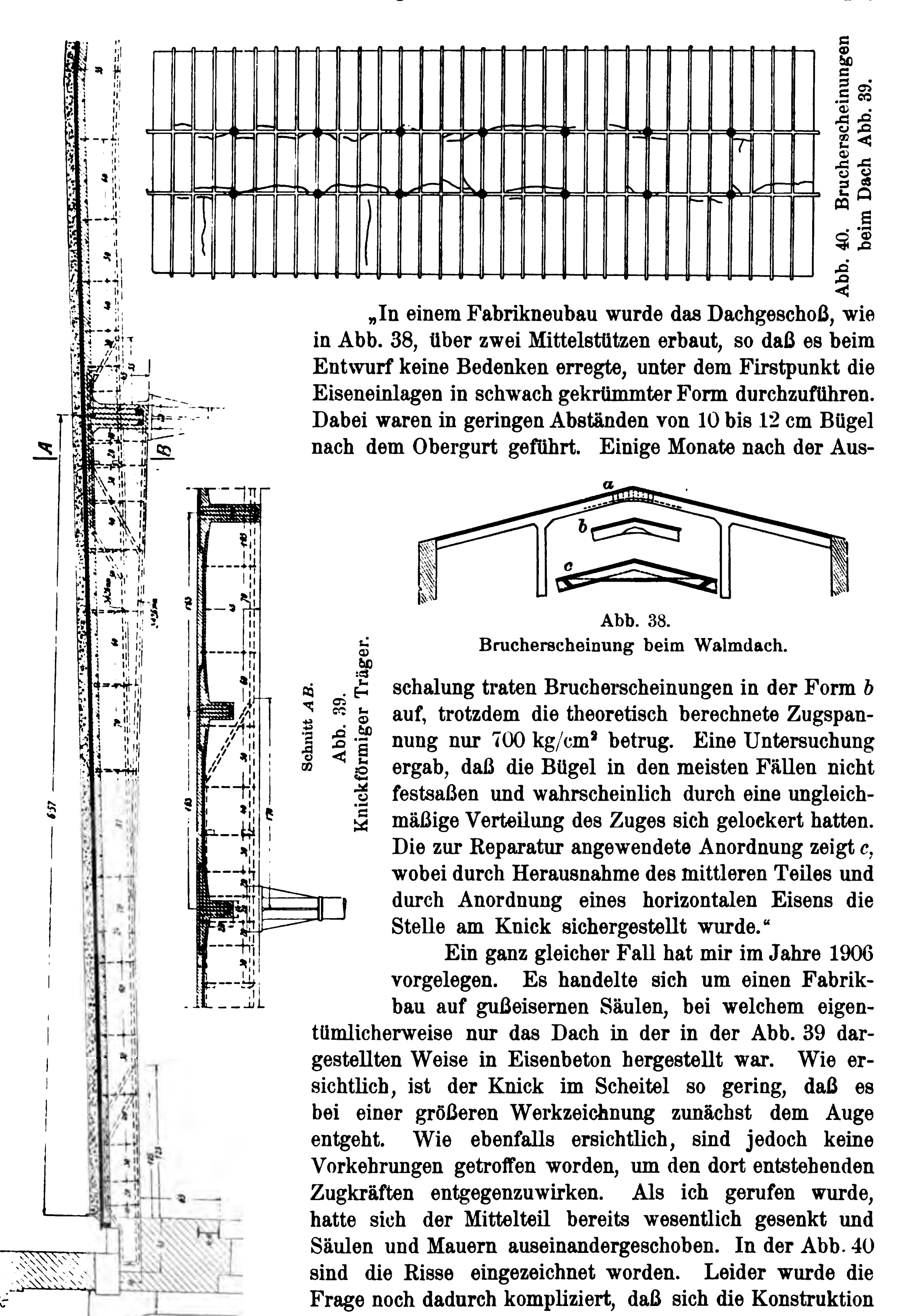


Abb. 40. Brucherscheinungen beim Dach Abb. 39.

„In einem Fabrikneubau wurde das Dachgeschoß, wie in Abb. 38, über zwei Mittelstützen erbaut, so daß es beim Entwurf keine Bedenken erregte, unter dem Firstpunkt die Eiseneinlagen in schwach gekrümmter Form durchzuführen. Dabei waren in geringen Abständen von 10 bis 12 cm Bügel nach dem Obergurt geführt. Einige Monate nach der Aus-

Abb. 38.
Brucherscheinung beim Walmdach.

Schnitt *AB*.

Abb. 39.
Knickförmiger Träger.

schalung traten Brucherscheinungen in der Form *b* auf, trotzdem die theoretisch berechnete Zugspannung nur 700 kg/cm² betrug. Eine Untersuchung ergab, daß die Bügel in den meisten Fällen nicht festsaßen und wahrscheinlich durch eine ungleichmäßige Verteilung des Zuges sich gelockert hatten. Die zur Reparatur angewendete Anordnung zeigt *c*, wobei durch Herausnahme des mittleren Teiles und durch Anordnung eines horizontalen Eisens die Stelle am Knick sichergestellt wurde.“

Ein ganz gleicher Fall hat mir im Jahre 1906 vorgelegen. Es handelte sich um einen Fabrikbau auf gußeisernen Säulen, bei welchem eigentümlicherweise nur das Dach in der in der Abb. 39 dargestellten Weise in Eisenbeton hergestellt war. Wie ersichtlich, ist der Knick im Scheitel so gering, daß es bei einer größeren Werkzeichnung zunächst dem Auge entgeht. Wie ebenfalls ersichtlich, sind jedoch keine Vorkehrungen getroffen worden, um den dort entstehenden Zugkräften entgegenzuwirken. Als ich gerufen wurde, hatte sich der Mittelteil bereits wesentlich gesenkt und Säulen und Mauern auseinandergeschoben. In der Abb. 40 sind die Risse eingezeichnet worden. Leider wurde die Frage noch dadurch kompliziert, daß sich die Konstruktion

auch in mancher anderen Hinsicht als zu schwach erwies, so daß schließlich mein Rekonstruktionsentwurf einer reinen Eisenunterstützung Platz machen mußte, in welcher die Eisenbetonträger in der Mitte durch Anker zusammengehalten und sonst durch Eisenträger unterstützt wurden.

Über einen weiteren Fall dieser Art berichten Eng. News 1907 vom 12. Dezember. Hier handelt es sich um eine Decke eines Automobilschuppens von 30 m im Geviert. In der Mitte desselben steht eine Säule von 70 cm Durchmesser, und von ihr aus gehen diagonale Träger nach den vier Ecken von 22 m Spannweite (Abb. 41). Nach einem Berichte des Ingenieurs Rudolf P. Miller liegen jedoch so viele Fehler vor, daß es schwer hält, die wichtigste Ursache herauszufinden.

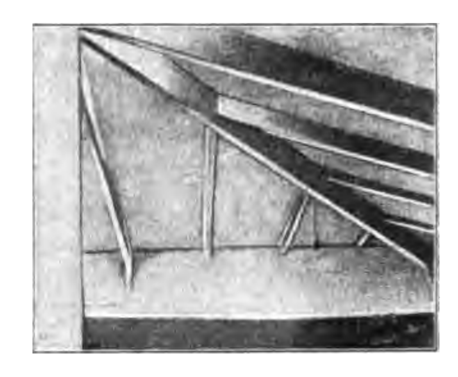


Abb. 41.
Dach einer Remise.

Es ist vielleicht nicht überflüssig, hier ein Beispiel dessen anzuführen, was man in dieser Hinsicht in Eisenbeton leisten kann,[1]) wenn man die Sache richtig anfäßt, und dient hierzu die Abb. 42, ein Bild des Kesselhauses der Papierfabrik in Oberlingen[2]) mit einem doppelt gebrochenen Träger. Die Zahl derartiger Fehlgriffe nimmt heutzutage immer mehr und mehr mit der Vertiefung der Wissenschaft des Eisenbetons ab, und es hat daher keinen Zweck, hier weiter auf Fehler einzugehen, die seinerzeit häufig genug waren, als der Eisenbeton in seinen Anfängen war, wie z. B. das Verlegen der Zugeisen in Trägermitte bezw. in Säulenmitte u. a. Wir sind heute bereits so weit, daß derartige grobe Verstöße nicht mehr vorkommen. Dieselben bleiben mit Ausnahme jener Gedankenlosigkeit, wie sie oft der Drang der Geschäfte mit sich bringt, auf jene Fälle beschränkt, die der gewöhnliche Baumeister überhaupt nicht oder nur an der Hand des Rates eines erfahrenen Fachmanns in Angriff nehmen sollte. Man findet sie gewöhnlich dort, wo neue Firmen oder doch neue Bureauchefs sich ihre ersten Sporen verdienen wollen.



Abb. 42.
Musterbeispiel eines knieförmigen Trägers.

---

[1]) Siehe auch Abb. 93 auf S. 238.
[2]) Dieser Bau der Firma Züblin u. Co. findet sich ausführlich in Beton u. Eisen 1909, Heft IV

Während manche Praktiker nicht wissen, wo sie ihrem Bestreben nach Wirtschaftlichkeit Zügel anlegen sollen, und es so oft zustande bringen, daß, wie in dem einen obenerwähnten Falle, durch die Ersparnis von 300 kg ihnen Auslagen erwachsen, für die sie 300 t Eisen kaufen könnten, gibt es wieder anderseits vorsichtige Herren, die die Aufgabe des Konstrukteurs dann gelöst sehen, wenn das Gebäude selbst den unmöglichsten und ungerechtfertigtsten Annahmen entspricht. Der Konstrukteur ist oft gezwungen, solchen, ihm von Amts wegen aufgetragenen Zumutungen zu entsprechen; ich möchte auch diese Vorkommnisse des Gegensatzes wegen unter diese Art „Bauunfälle“ einreihen.

Mit solchem Übermaß an Vorsicht am grünen Tisch findet sich oft eine unglaubliche Nachlässigkeit der Ausführung vereint vor, die einen richtigen guten Plan

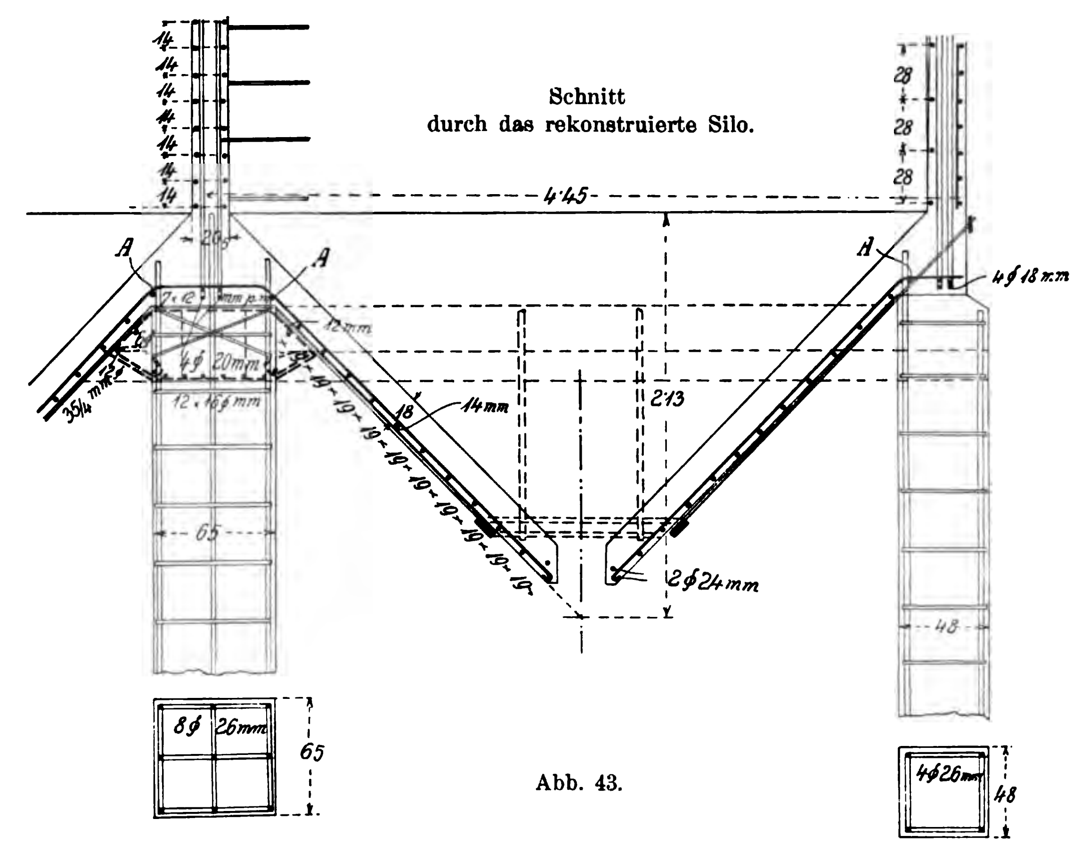


Abb. 43.

herstellt, dann aber das eine oder andere Eisen vergißt oder an unrichtiger Stelle befestigt. Beispiele dieser Art, wo übrigens das Vergessen nicht immer einwandfrei erwiesen ist, sind keinesfalls selten, so sind mir Fälle bekannt geworden, wo fast die Hälfte der Zugeisen fehlte.[1]) Diese Fälle waren insbesondere zu jener Zeit häufig, als man noch mit der Kontrolle der vorgeschlagenen Abmessungen nicht vertraut war. Es blieb in den einzelnen Fällen zweifelhaft, ob der Fehler von eigener Unkenntnis herrührte oder im Schutze der mangelhaften Kontrolle bewußt ausgeführt wurde. Ein Beispiel dieser Art bietet eine Reihe von Straßenbrücken in Nordamerika mit 4 bis 7 m Spannweite.[2]) Dieselben waren kaum stark genug, um die zulässige Last zu

[1]) Siehe Rutgers, Unfälle in Eisenbeton, Beton u. Eisen 1906, Heft VIII, S. 199 und Heft IX, S. 229.
[2]) Siehe die ausführliche Darstellung in Engineering News vom 27. September und 25. Oktober 1906.

tragen. Tatsächlich ist auch eine bei dem ersten Versuch, sie mit einer Straßenwalze zu passieren, eingestürzt. Die Aufzählung solcher Vorfälle hat hier keine weitere Berechtigung. Es genügt, darauf aufmerksam zu machen, daß es für eine gewissenhafte Bauüberwachung nötig erscheint, die Zahl und Lage der einbetonierten Eisen nicht nur vorher zu überprüfen, sondern auch beim Bau unter Kontrolle zu halten.

Ich beschränke mich auf einige in ihrer Art typische Beispiele des Satzes der kleinen Ursachen und großen Wirkungen.

In den in Abb. 43 dargestellten Silos,[1]) wurde das mit *A* bezeichnete Eisen anzubringen vergessen. Trotz dieses mir unbekannten Fehlers ergab die von mir durchgeführte Probebelastung, als ich zum fertigen Bauwerk gerufen wurde, nichts Bedenkliches. Sprünge, herrührend von der Streckung der Längseisen am Trichterrand, stellten sich erst nach mehrwöchentlicher Benutzung ein, worauf dann binnen kurzem der Trichter längs seines ganzen Umfanges abriß und sich um einige Zentimeter senkte, wie es die Abb. 44 zeigt. Eine vollständige Loslösung haben die diagonalen Armaturen verhindert. Da die Armatur des Trichters eine reichliche war, so lag kein Anlaß vor, an eine absichtliche „Ersparnis“ zu glauben. Es dürfte sich vielmehr hier um ein Versehen des Vorarbeiters bezw. um eine mangelnde Kontrolle gehandelt haben. Der Schaden, den ein solches kleines Versehen besonders dann anrichtet, wenn sich seine Folgen erst in dem fertigen Betriebe zeigen, ist jedoch ein ganz unabsehbarer und sollte jedermann warnen, sich solchen Folgen auszusetzen. Wir kommen auf das Objekt noch am Schlusse im Kapitel Rekonstruktionen zurück.



Der Silo Abb. 43,
gerissene Aufnahme vor der Rekonstruktion.

Abb. 44.

Ein anderes Beispiel aus dem Reservoirbau zeigt Abb. 45. Sie stellt ein fast ganz über dem Erdboden gelegenes Reservoir dar, zu dem ich auf Grund der Behauptung gerufen wurde, der Zement wäre schlecht und schuld an dem Unfall, eine der bequemsten und geläufigsten Ausreden. Ein Blick auf die Pläne zeigte die Entstehungsursache deutlich genug. Wenn das Reservoir selbst in gewachsenem Boden stände, erscheint die Armierung der unteren Ecke unzulänglich und eine Bruchfuge in der

[1]) Andere Unfälle von Silos, die aber ganz einstürzten, finden sich beschrieben in Engineering Record vom 1. Juni 1901 und Engineering News vom 30. April 1903; ferner Deutsche Bauzeitung vom 20. März 1909: Bauunfälle an Getreidesilos von Regierungsbauführer E. Lufft.

Richtung I—I naheliegend. Findet aber dieser gebrochene Teil am Terrain keinen Rückhalt, so ist es eine natürliche Folge, daß der Druck die ganze Wand hinaus-

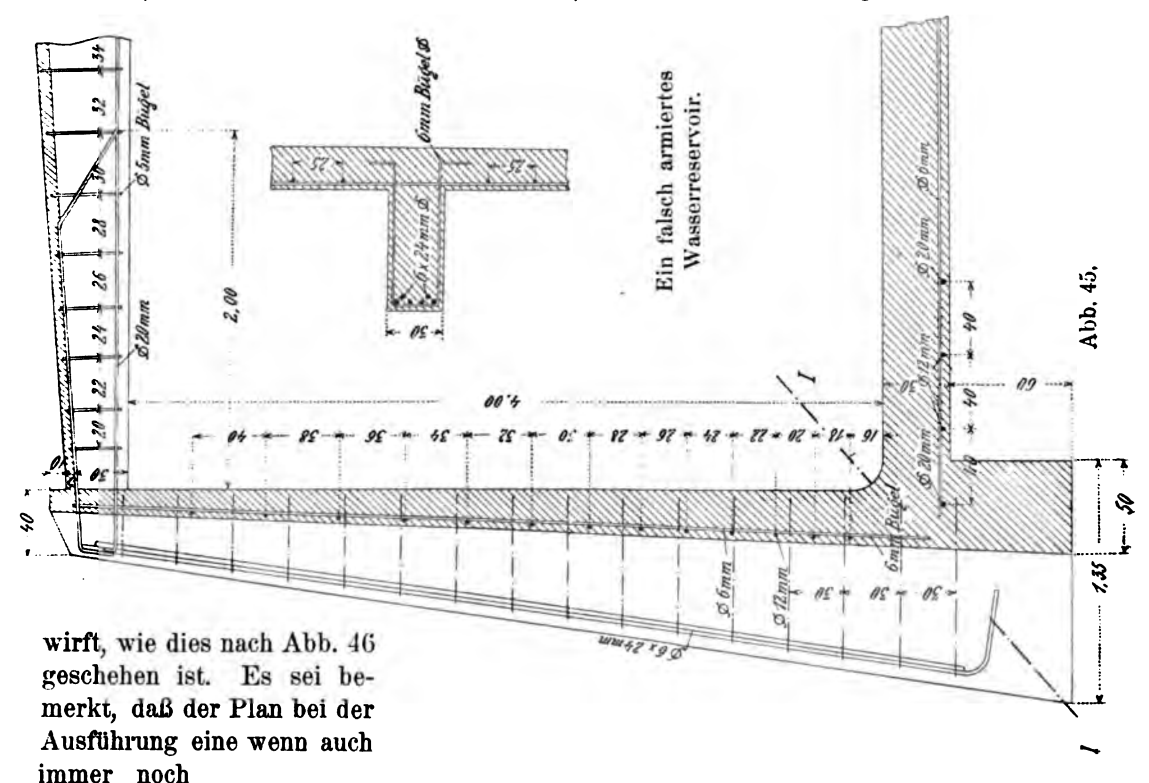


Abb. 45. Ein falsch armiertes Wasserreservoir.

wirft, wie dies nach Abb. 46 geschehen ist. Es sei bemerkt, daß der Plan bei der Ausführung eine wenn auch immer noch nicht hinreichende Verbesserung erfuhr, daß aber anderseits, wie aus dem Bilde deutlich ersichtlich ist, bei der Arbeit ein verputzter Absatz in dem Querschnitt I - I hergestellt wurde.



Abb. 46. Das zerbrochene Reservoir Abb. 45.

Schließlich sei noch ein Vorfall erwähnt, zu dessen Austragung ich gerufen wurde, dessen endgültige Erledigung jedoch, weil ihm räumlich näher gelegen, Herr Prof. Dr. v. Thullie besorgt hat. Von dem ganzen

Vorfall sei folgendes hier angeführt, weil es ein geradezu glänzendes Beispiel von Gedankenlosigkeit darstellt, wie sie sich am Bau zuweilen ereignet. Der Bau bestand aus mehreren kleinen Räumen, die mit Platten überdeckt waren, und welche ihr Auflager gewöhnlich auf der Haupt- und Mittelmauer hatten. Dort jedoch, wo die Zimmer schmal waren, wurden wegen der geringen Spannweite die Eisen von Scheidemauer zu Scheidemauer gelegt. Es wurde mir nun gemeldet, daß eine derartige Platte sich in der Mitte eingesenkt habe und einzustürzen drohe, obwohl sie eine Scheidemauer zu tragen hätte, die noch nicht aufgeführt sei. War es schon erstaunlich, daß diese eine Platte nicht einmal das Eigengewicht tragen konnte, so wuchs mein Erstaunen, als ich den Plänen entnahm, daß die Platte sich nicht in der Mitte, sondern gerade dort eingesenkt hatte, wo sich planmäßig ebenfalls eine Scheidemauer befinden sollte. Eine Anfrage klärte auf, daß nicht nur die obere, sondern auch die untere Scheidemauer noch nicht hergestellt worden waren, und daß die Platte so armiert war, daß die untere Scheidemauer ihr als Auflager hätte dienen sollen. Damit wäre ja die Sache erledigt gewesen, wenn hier und bei solchen ähnlichen Vorkommnissen die Sache nicht auch gleichzeitig ein Symptom einer weitgehenden Nachlässigkeit der Unternehmung gewesen wäre, wie eine damit zusammenhängende Untersuchung zutage förderte. In solch einem Falle aber, wenn, wie gesagt, es sich nicht um einen vereinzelten Zufall, sondern um ein Symptom handelt, bietet die Untersuchung von zuständiger Seite die einzige Möglichkeit, um dem gewissenlosen Unternehmer auf den Leib zu rücken, und erfährt er durch die bedeutenden Kosten einer Begutachtung und die sich hieraus ergebende Rekonstruktion eine wohlverdiente, ja vielleicht die einzig wirksame Strafe.



Abb. 47. Badehaus in Atlantic City.

Es gibt schließlich noch eine besondere Form der Nachlässigkeit, die sich nicht einmal bewußt wird, worin die Daseinsberechtigung des Eisenbetons besteht und sich wahllos gegen alles versündigt und so das abschreckende Bild einer vollständigen Gleichgültigkeit gegen die hieraus zu erwartenden Folgen bietet. Als ein Beispiel dieser Art sei der Einsturz eines Badehauses in Atlantic City, N.-J. herausgegriffen.[1])

Zunächst hatte der Beton durch Frost gelitten, und war es möglich, von dem stehengebliebenen Teil an der Stelle, die in der Abb. 47 mit *A* bezeichnet ist, den Beton wie

[1]) Engineering News vom 5. April 1906. Über einen ähnlichen Vorfall berichtet Cement Age, August 1908, S. 139.

loses Schottermaterial zu entfernen. Dieser mangelhafte Zusammenhang, der natürlich auch mit dem Alter zur Zeit der Ausschalung zusammenhängt, ist durch einen Blick auf das Trümmerfeld mit seinen bloßliegenden Eisen hinreichend gekennzeichnet. Die Trümmer zeigen, daß zwischen dem Beton der Rippen und der Platte kein hinreichender Zusammenhang bestanden hat.

Besonders interessant ist die nächste Abb. 48, wo Träger vor ihren Auflagern abgeschert worden sind. Es sind also die Eisen nicht tief genug in diese eingeführt worden, um diesem wichtigen Konstruktionsteil den nötigen Scherwiderstand zu geben. Diese Sache ist übrigens kein so besonderer Ausnahmefall. Etwas ähnliches zeigt die Skizze Abb. 49, die einem Bau in Westfalen entnommen ist, wo also planmäßig keine Eisen im Auflager eingelegt wurden. Häufig wird jedoch das Eisen verschoben oder es wird zu kurz geliefert, und der Polier denkt, es wird ohne die paar Zentimeter auch halten.



Abb. 48. Mauerauflager in Abb. 47.

Den Leichtsinn, mit welchem in dem oben erwähnten Falle vorgegangen wurde, zeigen alle Auflagerungen, so insbesondere die Außenmauer von 30 cm, die, wie ein Blick auf die Abb. 47 rechts zeigt, durch ein durchlaufendes Gitterwerk durchbrochen wurde. Der Bau hat ganz den Charakter gewisser provisorischer Holzbauten, wo die einzelnen Balken unter tunlichster Ersparnis aller Verbindungsmittel aufeinandergelegt worden sind. Abgesehen davon, daß sich das Material zu dieser Art von Schlamperei nicht eignet, so ist weiter zu bedenken, daß es beim Herabstürzen nicht nur wertlos wird, sondern auch Menschenleben mit seinem Gewicht viel mehr gefährdet als Holz. In Beschreibung dieses Unfalls heben Eng. News vom 5. April 1906, Seite 396 mit Recht hervor, daß für jeden Bau, wo eine amtliche Kontrolle der Einhaltung der Vorschriften für Eisenbeton nicht möglich ist, dies durch einen kompetenten Ingenieur auf Kosten des Bauherrn veranlaßt werden sollte. Es ist dies ein Satz, der ganz allgemein gilt, sofern der Bauherr sichergestellt sein will, daß er qualitativ gute Ware erhält. So gering die Kosten eines solchen technischen Ratschlages sind und so wenig sie insbesondere prozentuell ins Gewicht fallen und gewöhnlich vollständig verschwinden, wenn man in Betracht zieht, was ein gut beratener Bauherr auf diese Weise sich ersparen oder doch an Qualität gewinnen kann, so besteht doch kein Zweifel darüber, daß nur eine verschwindende Minderheit der Bauherren diesen Erwägungen zugänglich ist. Selbst Architekten werden, wo sie als Vertreter der Bauherren wirken, es ruhig hinnehmen, wenn sie bei Abschluß des Vertrages über die Qualität des Gebotenen vollständig im dunkeln bleiben. Das Mißliche einer solchen Auffassung ist im vorliegenden Falle besonders ins Auge springend. Der Architekt macht z. B. im Vertrage die Lieferung einer Lagerhausdecke von 2400 kg/m² aus. Gelingt es dem Unternehmer, die Decke ohne Unfall zu über-

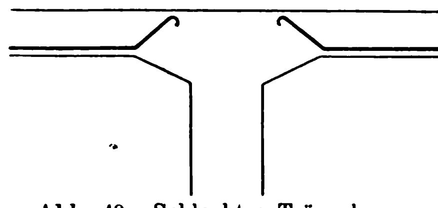


Abb. 49. Schlechtes Trägerlager.

geben, so wird niemand danach fragen, wie weit er von den Anforderungen abgewichen ist, wie sie eine einwandfreie Herstellung erfordert. Es ist dabei keinesfalls nötig, an Haarspaltereien zu denken. Wenn wir z. B. 1000 kg/cm² im Eisen, 4,5 kg/cm² Haftspannung und 40 kg/cm² im Beton als empfehlenswerte Grenze bezeichnen, so braucht uns selbst eine Abweichung von 20 vH., d. i. bis 1200 bezw. 5,5 oder 50 kg/cm² nicht weiter zu fürchten, sofern nur die angegebenen Nutzlasten richtig, d. h. mit Bezug auf ihr wirkliches Maximum bestimmt worden waren. Es liegt auf der Hand, daß die tatsächlichen Belastungen immer weit unterhalb dieser Grenze bleiben werden, und weiter, daß örtliche Überschreitungen selbst in der Trägermitte sich auf große Flächen verteilen müßten. Gefährlich wird die Sache nur dann, wenn einerseits schon die Nutzlasten, wo immer möglich, zugeschnitten wurden und anderseits mittels unzutreffender Rechnungsannahmen die Spannung bis zur äußersten Grenze ausgenutzt wurde; dann werden sich derartige Überschreitungen gegen das Übliche herausstellen, für die ich Beispiele kenne, die bis 100 vH. und mehr betragen haben. Solche Bauten haben dann dank der Abwesenheit einer fachmännischen Überwachung eine so zweifelhafte Sicherheit, daß man sie an der Bruchgrenze stehend bezeichnen kann. Solche Zustände können nur durch Bauunfälle aufgedeckt werden.



Abb. 50.



Abb. 51.

Vom Einsturz der Fabrik der Kodak Co. in Rochester.

Einen ganz außerordentlichen Fall stellt der Einsturz eines Flügels des Gebäudes der Kodak Co. in Rochester, N.-Y., dar,[1]) und es geschieht mit einem Gefühl der Beschämung für das ganze Fach, wenn man den Leichtsinn erwägt, mit welchem vorgegangen wurde und dessen Folgen allen Vorsichtsmaßregeln Hohn sprachen (siehe auch Abb. 103). Die Eigentümer haben

1. einen tadellosen Plan beschafft,
2. alles Material selbst gekauft und den Unternehmer auf Grund eines Prozentzuschlages zu den Gesamtkosten entschädigt,

[1]) Engineering News, 3. und 31. Januar 1907 oder Engineering Record, 2. und 9. Februar 1907.

3. die Überwachung geschah von beiden Seiten — Bauherr wie Unternehmung — ohne Rücksicht auf die Kosten derselben.

Der Effekt aller dieser Vorsichtsmaßregeln war der folgende: der östliche Flügel in der Ausdehnung von etwa 27 m am Dach bis 6 m unten und in einer Breite von 15 m ist am 21. November 1906 eingestürzt. Die Untersuchung ergab eine Reihe von schweren Fehlern bei der Betonherstellung, die sich sowohl bei der Herstellung der Säulen, Abb. 50, wie bei der des Trägers ersichtlich macht und zeigt, daß man bei der Einfüllung des Betons keine Rücksicht darauf genommen hat, daß derselbe die Eisen ordentlich umschließe und von einer Gleichmäßigkeit der Struktur sei, wie ein solcher Bau es erfordert. Die Abb. 50 u. 51 zeigen schwere Fehler in der Herstellung der Säulen. Die eine an der mit einem Pfeil bezeichneten Stelle einen ganzen Holzklotz, der mit einbetoniert wurde, die andere ganze Schichten von Hobelspänen. Die Bewehrung der Säulen mit Kahneisen an Stelle von Rundeisen mit Horizontalbügeln ist nicht zu empfehlen, weil die Hinterfüllung an und für sich schwierig ist, in unserem Falle aber noch dadurch erschwert wurde, daß man die Säulen in einem Stück herzustellen versucht hat. Es sei noch erwähnt, daß in dem stehengebliebenen Teil Träger gefunden wurden, die einen 2 m langen Horizontalspalt hatten, in den man die Hand hineinstecken konnte. Der Beton wurde mehrfach so eingebracht gefunden, daß der Mörtel und das Steinmaterial getrennt zu liegen kamen. Anstatt der 8 Eisen einer Säule fanden sich nur 4 vor, während die andern 4 anderswo untergebracht wurden, und schließlich, als der eigentliche Anstoß zu dem Unglücksfall, wurde noch zu früh ausgeschalt. Bei einer Übersicht über das Ganze wäre es fast kürzer, diejenigen Regeln anzugeben, gegen welche im vorliegenden Falle nicht gesündigt wurde.

Zur Erklärung dieses und manchen anderen Vorfalles ist es am Platze, mit ein paar Worten das sogenannte Konzessionärwesen zu streifen. Dasselbe ist eine von Hennebique geschaffene Einrichtung, auf Grund welcher eine große Planfabrik in Paris entstand, der sich später mehrere Filialen angliederten, deren Aufgabe es war, alle jene Firmen, die kein eigenes Konstruktionsbureau hatten, mit Plänen zu versehen. Während Hennebique in der Auswahl der Konzessionäre einigermaßen vorsichtig vorging und die aus dieser Trennung von Projekt und Ausführung sich ergebenden Folgeerscheinungen nicht so deutlich zutage traten, haben viele seiner Nachahmer die Grenze alles Zulässigen überschritten. Es wurden auf diese Weise Unternehmer zur Ausführung von Eisenbetonbauten veranlaßt, die der Sache vollständig fremd gegenüberstanden; am ärgsten haben es hierbei die amerikanischen Gesellschaften getrieben, die sich den Verkauf von Spezialeisen für Eisenbeton zur Aufgabe gemacht haben. Um ihren Zweck zu erreichen, der einzig und allein im Verkauf von recht viel Tonnen Spezialeisen bestand, wurde dem kaufmännischen Bureau ein Konstruktionsbureau angegliedert, das aber in keinem Falle durch seinen Rat dem angestrebten Zweck hinderlich sein durfte. Nun wurden wahllos Aufträge für Bauten erstanden und diese auf Grund der eigenen Pläne, die den Gebrauch von Spezialeisen vorschrieben, an den Nächstbesten weiter vergeben. Mit der Lieferung der Eisenmenge war die Sache für die Unternehmung erledigt. Es ist bezeichnend, daß dieser oben beschriebene Unfall sowie zwei später beschriebene in eine Hochkonjunktur fallen, in welcher alle Firmen, die den Eisenbeton nur als kaufmännisches Ausbeutungsobjekt behandelt haben, ausgiebig Gelegenheit fanden, sich zu betätigen, ohne Rücksicht darauf, ob ihre technischen Kräfte diesen Anforderungen gewachsen waren. Es darf nicht übersehen werden, daß diese Art von Unternehmungen gewöhnlich bereit sind, einen Eisenbetonbau um jeden Preis zu übernehmen. Solchen Erscheinungen gegenüber hat die gewissenhafte Eisenbetonunternehmung einen harten Stand. Sie wird nie mehr

Arbeiten übernehmen, als sie mit dem Stab von erfahrenen Kräften, den sie besitzt, zu leisten imstande ist. Es sagt also noch nicht genug, wenn man in dem oben angeführten unerhörten Fall nachgewiesen hat, daß man mit den überwachenden „Ingenieuren“ nicht gespart hat. Ein solches Spezialfach verlangt auch ein Spezialwissen, und das können die Herren Kollegen, die sich dort betätigt, unmöglich besessen haben. Eine Firma, die einen erfahrenen Spezialisten verwendet, wird daher notwendigerweise höhere und feste Preise fordern; sie allein ist imstande, solche traurigen Erscheinungen zu verhindern, wie sie dieser und der folgende Abschnitt beschreiben.

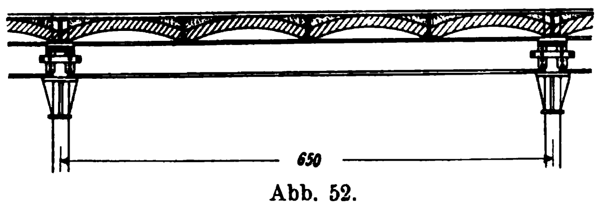


Abb. 52.
Einbetonierte Eisenträger.

In dieser Kategorie wären noch jene Vorkommnisse zu erwähnen, bei denen der Konstrukteur sich über die Bedingungen nicht klar geworden ist, für welche er sein Bauwerk zu entwerfen hat. Ein Vorfall dieser Art aus meiner Praxis mit gutem Ausgange war der folgende. Eine Firma hatte die übrigen Eisenbetonfirmen mit Eisenplänen wesentlich unterboten, und zwar, wie es sich herausstellte, in der Weise, daß sie die Nutzlast recht knapp berechnet, die höchsten Inanspruchnahmen eingesetzt und keinen Zuschlag auf den Stoß der Maschinenbelastung vorgesehen hat. Wie die beistehende Abb. 52 zeigt, hat sie 50er Traversen und darüber 16er I-Träger verwendet. Die Rechnung hat auf den Beton der Einbetonierung eben keine Rücksicht genommen. Wenn ich also einerseits die Rechnung als unrichtig bezeichnen mußte, so kam noch in Frage, ob durch diese Vermehrung der Trägerhöhe nicht eine ganz wesentliche Erhöhung der Tragfähigkeit der Eisenträger eingetreten sei. Dagegen sprach nur der Umstand, daß die Verbindung zwischen dem Beton und den Eisenträgern keine zielbewußte gewesen ist. Ich ließ also den Versuch entscheiden; derselbe ergab unter einer zweifachen Gesamtlast eine so bedeutende Verminderung der Durchbiegungen, daß ich den oben erwähnten Mangel in den Rechnungsunterlagen als behoben ansehen konnte, freilich nur angesichts einer vollzogenen Tatsache.

Aus der großen Menge derartiger Vorkommnisse sei noch ein Beispiel hervorgehoben, wo die Unklarheit des Begriffes „Nutzlast“ zu einer fehlerhaften Konstruktion geführt hatte. Der Unternehmer hatte gemäß seinem Auftrag eine Decke für 500 kg/m² Nutzlast hergestellt. Der Bauherr hatte auf diesem Boden eine Beschüttung und einen Bretterboden von 250 kg/m² Gewicht herstellen lassen, der Boden hatte daher ein Manko an Tragfähigkeit, das vielleicht auch hier unbeachtet geblieben wäre, wenn nicht ein ganzer Rattenkönig anderer Vorkommnisse hinzugekommen wäre, die schließlich mit der Abtragung und dem Neubau des Objektes endeten. Der Fehler des Unternehmers bestand darin, daß er sich nicht genau über die Art der Nutzlast und ihre Verwendung orientiert hatte und so eine Decke ausführte, die für einen Wohnraum bestimmt, d. h. halb so stark, eigentlich mit 250 kg/m² gebaut war, während der Bauherr eine Magazindecke mit 500 kg/m² beabsichtigte. Beispiele dieser Art ließen sich selbstverständlich bis ins Unendliche fortspinnen. Zur Kennzeichnung der Möglichkeiten muß das Gesagte genügen.

C. Bauunfälle aus vermeidbaren Fehlerquellen.

Es ist ein großer, bisher nicht in Frage gestellter Vorteil des Eisenbetons, daß alle größeren Unfälle desselben ausschließlich Bauunfälle gewesen sind. Es kann dies

als Beweis dafür gelten, daß die Bauwerke, die einmal die erste Belastung überstanden haben, spätere Inanspruchnahmen um so leichter ertragen werden, da das Bauwerk mit der Zeit immer besser wird. Dies macht zur Pflicht, das Bauwerk in diesem kritischen ersten Lebenstagen einer genauen Beobachtung zu unterziehen, um alle möglichen Anzeichen zu entdecken, die auf eine Schwäche des Baues hindeuten sollten. Unfälle bei fertigen, der Benutzung übergebenen Betonbauten, sind mir nicht bekannt geworden. Ich darf wohl behaupten, solchc sind bisher überhaupt noch nicht dagewesen, da



Abb. 53. Einsturz bei voreiliger Montage der Maschinen im Neubau.

sich solche Vorfälle nicht zur Verheimlichung eignen. Dagegen sind mir zwei Fälle bekannt, wovon den einen Abb. 53 darstellt, der andere auf S. 231 erwähnt ist, in welchen durch übereilte Montage in einem eben fertig gewordenen Bau die Maschinerie mitzerstört wurde. Das beweist, daß man bei einer sorgfältigen Herstellung der Raschheit des Baues kein Hindernis zu bereiten braucht. Je rascher aber gebaut wird, desto vorsichtiger soll man den Bau untersuchen, ehe man ihn in Benutzung nimmt. Bei dem Einsturze in Marquette wurden den Arbeitern besondere Prämien für die Bauvollendung bezahlt, und von den bekannt gewordenen Ursachen des Einsturzes ist diese Prämiierung für rasche Arbeit, diese Anspannung über eine mögliche Leistungsfähigkeit hinaus der plausibelste Grund oder wenigstens der einzig bekannt gewordene Anlaß des Unglücksfalles. Im allgemeinen genügt eine sorgfältige Beobachtung aller

in Frage kommenden Anzeichen für die Beurteilung der Güte eines Baues. Es liegt in der Natur der Sache, daß diese Anzeichen nicht immer zu einem Bauunfall führen müssen, es können Senkungen und Risse auftreten, die anzeigen, daß Gefahr im Verzuge ist, und man muß unterscheiden lernen zwischen diesen und den normalen Erscheinungen dieser Art. Ich verstehe unter normalen Erscheinungen jene Risse und Senkungen, die selbst eine exakte Bauführung nicht vermeiden kann. Es gibt naturgemäß in der Praxis kleine Ungenauigkeiten, die zu einer solchen Vermehrung obiger Erscheinungen führen, daß sie bereits sichtbar werden und daß es oft schwer wird, zu bestimmen, wo sich die Grenze des noch Erlaubten befindet. Kennzeichnend dafür, wenn eine Erscheinung als ungefährlich gelten soll, bleibt der Umstand, daß wiederholte Inanspruchnahmen keine wesentliche Vergrößerung mehr erzielen.

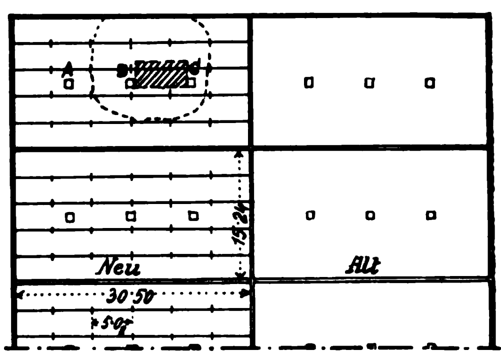


Abb. 54. Reservoir in Annapolis.

In der folgenden Darstellung sind neben den Unfällen auch die Bauschäden dargestellt. Ist es schon schwer, bei Bauschäden die Ursache zu erkennen, so wird dies nachträglich geradezu unmöglich, und man muß froh sein, unter den Bruchursachen die wichtigste herauszufinden, da gewöhnlich mehrere vorhanden waren und der Unfall nur durch ihr Zusammenwirken entstanden ist.

I. Fundamente, Widerlager und Stützen.

Über dieses Thema findet sich einiges bereits im Kapitel Grundbau angeführt, was hier nicht wiederholt werden soll. (Siehe S. 47 u. 89 in Band III/1.)


Abb. 55. Ansicht von *A* aus.

Nur ein Beispiel dieser Art sei hier angeführt. Es betrifft den Einsturz der Reservoirdecke in Annapolis, Md.[1]) In diesem Falle handelt es sich darum, neben dem alten Reservoir ein neues von gleichen Abmessungen und etwa 1900 m² Grundfläche auszuführen. Die Abb. 54 zeigt die halbe Grundrißanordnung vom alten und neuen Reservoir. Sein Boden befindet sich etwa 1,20 m unter dem mittleren Nullwasser. Während des Neubaues trat eine Beschädigung der alten Reservoirmauern ein, die

[1]) Engineering News, 14. Januar 1909.

zu einem Bruch und zu einer vollständigen Überschwemmung des Bauplatzes führte. Das Wasser und die hineingeschwemmten Erdmassen wurden zwar entfernt, doch nimmt man an, daß es die auf diese Weise erzeugten Unregelmäßigkeiten waren, die zur späteren Katastrophe führten. Die Säulen hatten einen Querschnitt von 24 × 28 cm und standen auf Betonblöcken von 60 cm im Geviert, die unter den 11 cm starken Reservoirboden noch 30 cm herabreichten. In den ganzen Boden war ein leichtes Eisennetz eingelegt worden, das ein Zusammenwirken größerer Flächen sicherzustellen nicht imstande war. Tatsache ist, daß anläßlich einer Probebelastung, die in der Abb. 54 schraffiert eingezeichnet ist, an welcher Stelle über die allgemeine Schüttung von 60 cm eine zweite Lage der Höhe aufgebracht worden war, sich große Setzungen einstellten, deren größte bei dem Punkt C 44 mm betragen hat; der Punkt A zeigte eine Setzung von 12 mm. Wie aus der Abb. 55 nicht hinreichend klar ersichtlich, sind die Säulenfundamente um diesen Betrag eingesunken und haben so den Einsturz der in der Abb. 54 einpunktierten Fläche herbeigeführt. Die Abb. 55 ist ein Lichtbild in der Nähe des Punktes A.

a. Gewölbe.

Die Bedeutung eines guten Widerlagers ist bei Gewölben von einer derartig ausschlaggebenden Wichtigkeit, daß Unfälle bei diesen fast nur aus diesem Grunde stattfinden. Aus der großen Zahl derartiger Beispiele sei eines Falles Erwähnung getan, der mich selbst betroffen hat.[1]) Derselbe ist freilich nur eine Lehre, daß sich ein Unternehmer in diesen Dingen auf keine Subunternehmer verlassen darf. Damals in New-York bekam ich im Jahre 1894 den Bau eines Gehsteges von 30 m Spannweite über den Housonatic River bei Stockbridge übertragen, ein Bau, der trotz seiner Kleinheit insofern Interesse hat, als er zusammen mit der Edenparkbrücke (21 m) die ersten größeren, oder besser gesagt überhaupt die ersten Eisenbetonbrücken Nordamerikas darstellt, denn alle früheren waren nicht mehr wie Kanäle oder Durchlässe. Den Bau in Stockbridge hatte ich zu dem Preise übernommen, den ein leichter Eisensteg gekostet hätte. Dies und der Umstand, daß die beiden Bauplätze und mein Bureau noch weiter auseinander lagen als London, Wien und Petersburg, macht es begreiflich, daß ich die Vorarbeiten, d. i. Herstellung der Eingerüstung und Fundamentaushub, an diesem kleinen Bau an Subunternehmer vergab und mich nur zweimal an Ort und Stelle aufhalten wollte, bei Beginn der Fundierung und bei der Einbetonierung des Gewölbes. An Ort und Stelle zum ersten Male angelangt, hatte jedoch der Subunternehmer den Gerüstbogen falsch ausgeführt, und zwar etwa 1 m tiefer, als er sein sollte und sich auf diese Weise auch den Fundamentaushub vereinfacht. Ich gab die nötigen Aufträge zur Änderung. Als ich neuerdings zurückkehrte, hatte man den alten Unternehmerwitz ausgeführt, mit der Fundierung bereits begonnen, so daß ich nur die rechte Lage des Gerüstes feststellen konnte, sonst aber vor der Wahl stand, mich durch Herausnehmen eines ganzen Fundamentes von dem Vollzug der getroffenen Anordnung zu überzeugen, oder sie einfach zu glauben. Zu meinem Schaden habe ich den Leuten geglaubt. Die Schäden zeigten sich bald, indem das eine Fundament vollständig nachgab, so daß ich gezwungen war, den zerbrochenen Bogen neuerdings herzustellen. Die fertige Brücke zeigt Abb. 13 und Band III/3, S. 73, Abb. 82.

Ich kann nicht umhin, diesen Fall als warnendes Beispiel dafür anzuführen, daß man bei Fundamenten stets ein ungläubiger Thomas sein muß und selbst vor dem Herausreißen voreilig eingebrachter Fundamente nicht zurückschrecken soll; selbst wenn man das selbst zu zahlen hätte, ist es billiger als das Risiko für alle daraus erwachsenden

[1]) Siehe Engineering News von 1897, S. 136.

Folgen. Bei der Scheu der meisten Unternehmer, irgend einen Bauunfall zu bekennen, und der wenig umfangreichen Literatur, bin ich bei Verfassung dieses Kapitels fast nur auf eigene Erfahrung, sei es als Unternehmer, sei es als Gutachter angewiesen. Ich bitte daher, die Häufigkeit dieser Zitate als unvermeidlich zu entschuldigen und nicht anderswie auszulegen. In der Literatur finden sich aus der Zeit des ersten Aufschwunges zwei derartige Einstürze erwähnt; der eine mit 18 m,[1]) der andere mit 30 m[2]) Spannweite. Einen ähnlichen Fall neueren Datums stellt die Abb. 56 dar, in welcher, wie leider in einer großen Mehrzahl dieser Fälle, die Frage über die Ursache des Unfalls in keiner zufriedenstellenden Weise geklärt ist. Bei allen Unfällen in Zentraleuropa, mit einziger Ausnahme der Schweiz, tritt man uns sofort, wenn ein solches Ereignis nicht zu verheimlichen ist, mit der beruhigenden und pomphaften Versicherung entgegen, daß die Angelegenheit in den Händen des Gerichts sei. Diese Erklärung schneidet jede weitere Erörterung ab, sie enthält aber auch die durch Erfahrung festgestellte Tatsache, daß damit die Sache nicht nur eingesargt, sondern auch begraben ist. Denn erstens findet das Gericht so gut wie nichts, und zweitens hat das Gericht keinen Anlaß, das Wenige, was es findet, anderen Leuten mitzuteilen als solchen, die alles Interesse haben, die Sache in Schweigen zuhüllen. Daran ändert die sogenannte Öffentlichkeit des Gerichtsverfahrens so gut wie gar nichts.



Abb. 56. Eingestürzte Bogenbrücke.

Bei diesem Mangel an Öffentlichkeit kommt sowohl die Wissenschaft, die Gerechtigkeit, wie auch das interessierte Publikum zu kurz. Das Verfahren paßt so recht in jene bureaukratischen Verhältnisse hinein, wie sie am ausgebildetsten in Frankreich und nicht viel besser im übrigen Europa herrschen, in welchen die Mitarbeit der öffentlichen Meinung als eine Behinderung der ruhigen aktenmäßigen Erledigung angesehen und wo immer nur möglich hinausgehalten wird. Man lese zum Beispiel nur die pompösen Versicherungen, die beim Einsturz der Mühlen in Marquette-lez-Lille (Seite 231), der Abgeordnete und der Maire am Grabe der Verunglückten gehalten haben. Was wurde da alles nicht versprochen! Heute beim Schreiben dieser Zeilen nach mehr als $1^1/_2$ Jahren, wo also gewiß das Gericht seine Arbeiten längst abgeschlossen hat, hat man noch in keiner Fachzeitschrift eine Zeile der Klarstellung gelesen, und wenn morgen beim Neubau im Nachbararrondissement dieselben Fehler wiederholt werden, dann darf man diese kurzsichtige bureaukratische Methode wohl als die einzig schuldtragende bezeichnen. Es ist das eine Gerechtigkeit, die nicht nur eine Binde vor den Augen hat, sondern auch noch Watte in die Ohren gestopft hat, wenn sie diese Übelstände nicht abstellt.

[1]) Siehe Deutsche Bauzeitung oder Schweizer Bauzeitung 1895. S. 28.
[2]) Siehe Zentralblatt der Bauverwaltung 1898, S. 368.

In einer recht deutlichen Weise spricht sich in dieser Hinsicht die Anklage des Staatsanwalts gegen einen Unternehmer in Philadelphia aus. Dieselbe sagt: „Es kann hier nur in Frage stehen, ob der Tod dieser Menschen durch eine grobe Nachlässigkeit oder durch eine vollständige Unkenntnis der Angeklagten verursacht wurde. In beiden Fällen sind sie schuldig; denn Häuser werden nicht deshalb gebaut, damit sie sofort zusammenstürzen. Waren diese Männer so unwissend, um ein Eisenbetonbaugeschäft zu betreiben? Wenn ja, so ist der Mißbrauch offenkundig. Niemand ist berechtigt, sich für geeignet zu halten, eine Sache auszuführen, wenn er sie nicht versteht, am allerwenigsten aber durfte man das Leben anderer Leute in Gefahr bringen." Die Anklage führt weiter aus, daß die Behauptung, man hätte es hier mit einem neuen und unsicheren Material zu tun, als keine Entschuldigung gelten darf, weil das nur zu den entsprechenden Vorsichtsmaßregeln verpflichtet hätte.

Doch spielte da auch in den Anfängen des Eisenbetons Mangel an Erfahrung und die Schablone eine Rolle, die man aus Beispielen übernahm und beibehielt. Ich möchte als Beispiel an das beharrliche Festhalten der voutenartig abgebogenen Eisen ohne entsprechende Anbügelung, wie in Abb. 96, verweisen. Diese Anordnung wurde wiederholt beibehalten. Solche Konstruktionen, die nur am Zeichenbrett hübsch aussehen, wird eine größere Vertrautheit mit dem Baumaterial heute zu vermeiden wissen. Sie waren aber, wie ein Durchblättern von älteren Plänen zeigt, früher nichts seltenes.



Abb. 57. Toreinfahrt bei der Polizeidirektion New-York.

Im Anschluß daran diene die Abb. 57 als Fortsetzung des im Eingang dieses Kapitels gegebenen Gedankenganges, wie wenig Beachtung man im Gewölbebau dem Horizontalschub schenkt. Im vorliegenden Falle[1]) war es eine vorgebaute Einfahrt der neuen Polizeidirektion in New-York City, deren Ruinen die Abbildung darstellt. Diese Einfahrt bestand aus einem massiven Quaderbau, der mit einem flachen Ziegelbogen bedeckt war. Derselbe hatte 7 m Spannweite und 90 cm Stich. Der Bau war oben als Balkon abgedeckt. Trotz dieser günstigen Verhältnisse, die dem Architekten die Anbringung von kräftigen Horizontalschließen als überflüssig erscheinen ließen, rächte sich der Umstand in der in der Abb. 57 deutlich ersichtlichen Weise durch Hinausdrücken der beiden Seitenwände und vollständigen Einsturz des Bogens. Ich brauche wohl nicht hervorzuheben, daß sich dieser Fall im Hochbau oft genug wiederholt, und es ist höchst wahrscheinlich, daß dieselben Abmessungen, die in dem beschriebenen Fall eingestürzt sind, in hundert

1) Siehe Cement Age 1908, S. 347.

anderen Fällen halten, bloß weil mehr Gewicht auf den Widerlagsmauern liegt. Das gibt uns auch einen Maßstab der dabei zugrunde gelegten Sicherheit. Die Sicherheit eines Mauerwerksbogens ist daher weniger im Gewölbe, als in der Unverrückbarkeit der Widerlager zu suchen, was ja in gewisser Hinsicht allgemein gilt, jedenfalls aber verträgt ein Eisenbetonlager stärkere Bewegungen als ein gleicher Bogen in Mauerwerk (siehe den Fall, der in der Abb. 1 bis 3 behandelt wnrde). Das Eisen hat dabei nicht nur die Aufgabe, Zugspannungen aufzunehmen, sondern auch den Verband im Falle einer Bruchfuge zu sichern. Als ein Beispiel dessen, was bei einem Mauerwerksbogen passieren kann, diene ein Hinweis auf den Unfall des gewiß sehr kräftigen Bogens der Berliner Stadtbahn, Abb. 58,[1]) wo ein Stück aus dem Bogen herausgefallen ist. Ein Vorfall, den eine Längsbewehrung zu verhindern imstande ist.[1])

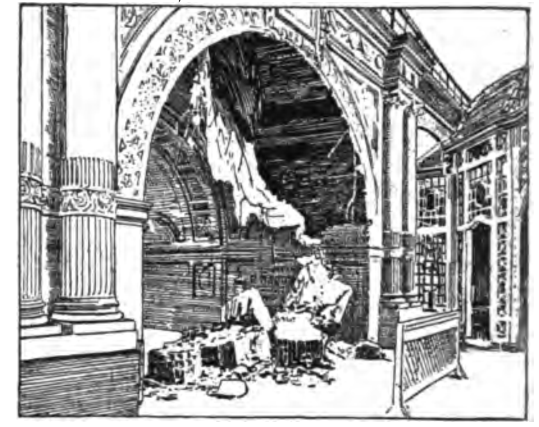


Abb. 58. Stadtbahnbogen in Berlin.

Trotz alledem kann man die Anwendung des Grundsatzes, daß man beim Bau mehrerer sich folgender Bogen die Horizontalschübe ausnutzt, nicht ganz von sich weisen, insbesondere dort, wo es sich um solche Anwendungen wie z. B. bei Reservoirdecken handelt, scheint die damit verbundene Ökonomie erlaubt zu sein, weil sie einen Raum bedeckt, bei dem weder unterhalb noch oberhalb Menschenleben in Frage kommen, und weil die gleichmäßige Belastung und Temperatur eine Störung dieses Gleichgewichts unwahrscheinlich machen. Trotzdem hat sich gerade auf diesem Gebiete einer der größten Bauunfälle ereignet, der in erster Linie dem Umstande zuzuschreiben war, daß man sich nicht hinreichend bewußt war, daß alle diese vorteilhaften Umstände erst nach Vollendung des Bauwerks eintreten. Beim Bau jedoch besteht die Gefahr, daß, wenn eins der Gewölbe aus dem Gleichgewicht gebracht wird, das Ganze wie ein Kartenhaus zusammenstürzt, alle dabei Beschäftigten begrabend (Abb. 59).

Ich will auf diesen Fall schon deshalb näher eingehen als Beispiel, auf welche Abwege Unterbietung führt, und will damit die Frage der Unterbietung streifen, weil sie mit eine der wichtigsten Ursachen für Bauunfälle darstellt, ohne daß es möglich wäre, auf dieses vielgestaltige Thema nochmals zurückzukommen. Ich bemerke ausdrücklich, daß das vorliegende Beispiel einen Fall darstellt, wo die Teilnehmer bemüht waren, eine sachlich einwandfreie Lösung zu finden, und wo ganz besonders anerkannt wurde, daß der Ersteher des Baues denselben mit aller Sorgfalt durchgeführt hatte. Wenn also hier die gefährliche Anordnung so schreckliche Folgen hatte, so kann man sich wohl denken, was entstehen mag, wenn der Voranschlag des Unternehmers eine Sparsamkeit mit bezug auf Güte vorsieht oder doch nach Zuschlag eine zweite Erwägung den glücklichen Mindestbieter hierzu zwingt; denn auch der Mann will ja verdienen, das ist auch sein gutes Recht, und man sollte es ihm nicht durch Annahme sinnloser Mindestangebote unmöglich machen, dies auf geradem Wege zu erreichen.

[1]) Siehe Beton u. Eisen 1907, Heft VII, S. 187.

[2]) Siehe hierüber auch Bericht über den Belastungsversuch mit einem Dreigelenkbogen vom Ausstellungsplatz in Düsseldorf, wo ein viertes Gelenk herausbrach.

Die spanische Regierung hatte beim Wettbewerb zur Herstellung der Decke des Reservoirs „Isabella II." in Madrid dem Unternehmer die größte Freiheit gelassen. Es waren im ganzen 14 Angebote eingelaufen, wovon nur eins den Versuch machte, die Frage

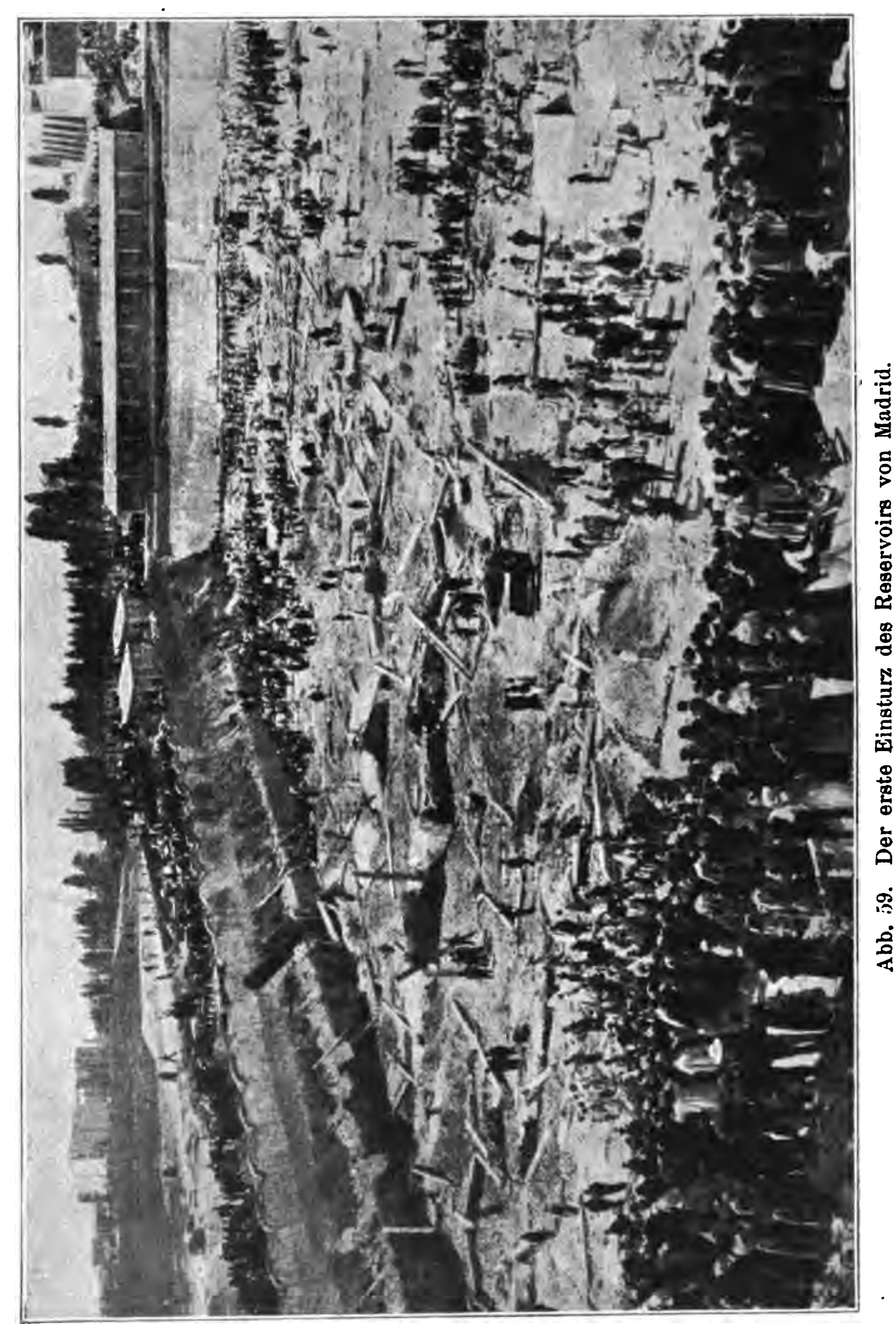


Abb. 59. Der erste Einsturz des Reservoirs von Madrid.

in Mauerwerk zu lösen und das demgemäß auch das teuerste war. Die übrigen 13 bestanden aus Eisenbeton. Diese zerfallen in 3 Gruppen, wenn man noch von dem Vorschlag nach System Matrai absieht, der sich nicht gut einreihen läßt. Hiervon sind 5 Vorschläge in

Plattenbalken, deren Kosten zwischen $3^1/_4$ und 1,9 Millionen Francs betrugen, 3 Entwürfe mit einer Platte auf gekrümmten Trägern, etwa derselbe Preis, und endlich 4 Entwürfe in Gewölben, deren Preis zwischen 2 Millionen und 1,56 Millionen Francs ausmachte.

Diese Ziffern bringen den Vorteil zum Ausdruck, der durch die Verwendung von Gewölben erzielt wird. Untereinander verglichen, hat der niedrigste Bieter ganz besondere Anstrengung gemacht, um die Kosten herabzusetzen. Er hat seine Gewölbe so entworfen, daß eine ungehinderte Massenherstellung dieser Riesenfläche möglich gewesen war, durch eine bewegliche Eingerüstung, die auf einem Gleise fortbewegt werden kann (Abb. 60), und so eine rasche und billige Herstellung ermöglicht. Bei diesem Detail war ihm natürlich jede Querverbindung hinderlich, und er unterließ sie erst, nachdem er sich durch interessante Bruchversuche und bei früheren Ausführungen von der Richtigkeit und Ungefährlichkeit dieser Anordnung überzeugt hatte. Wir sehen also einen Unternehmer vor uns, dessen wissenschaftliche Gewissenhaftigkeit wohl niemand in Zweifel ziehen wird. Alle 4 Entwürfe hatten eine nahezu gleiche Grundrißeinteilung. Der eine hatte Kreuzgewölbe vorgesehen, zwei hatten einen Trägerrost, auf dem die Tonnengewölbe aufruhen, und der billigste nur Träger in einer Richtung ohne einen richtigen Querverband, ähnlich wie bei Abb. 86 u. 87. Wir werden auf denselben Vorfall gelegentlich der Temperaturausdehnungen nochmals zurückkommen. (Abb. 79 auf S. 223.)

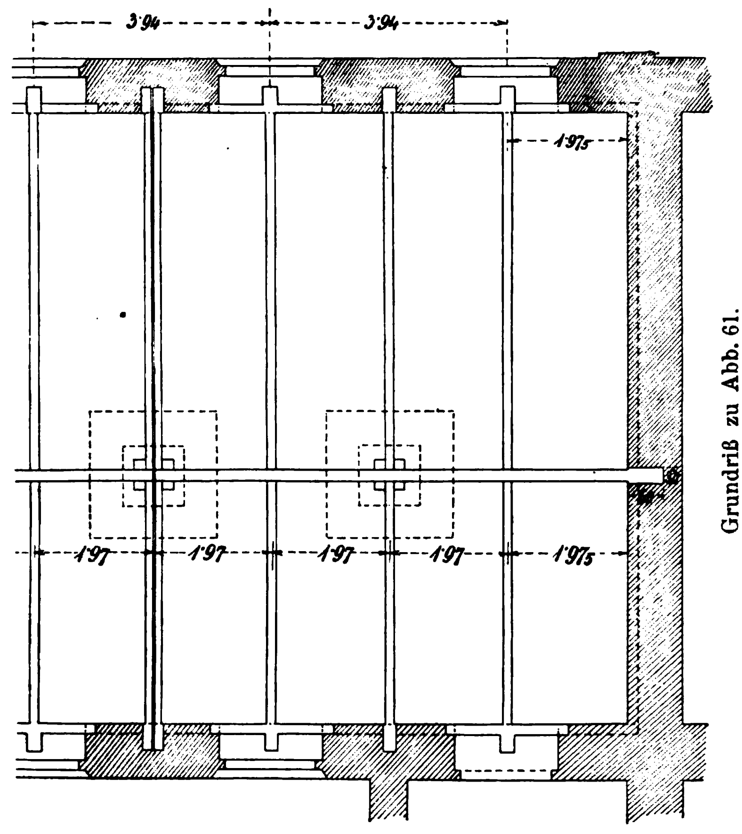


Abb. 60. Der stehengebliebene Teil des Reservoirs von Madrid.

Um hier gleich die Frage des Gewölbes abzutun, soweit andere Einflüsse als die Fundamente in Frage kommen, sei auf ein Vorkommnis in England verwiesen, wo bei einem kontinuierlichen Bogen ein kleiner Bauunfall, der eine einseitige Entlastung zur Folge hatte, den Einsturz einer ganzen Reihe nachbarlicher Bogen herbeigeführt hat.

b) Balken.

Bei kontinuierlichen Balken, wie sie im Gebiete des Eisenbetons sich so häufig vorausgesetzt vorfinden, selbst wenn für die Kontinuität nur schwach vorgesorgt ist, spielt die ungleichmäßige Setzung eine große Rolle. Man begeht daher den gröbsten Fehler, wenn man ihre Fundamente ungleichmäßig belastet, und muß dort, wo es



Grundriß zu Abb. 61.

sich um Bodenarten verschiedener Zusammendrückbarkeit handelt, die Form und Art der Gründung so wählen, daß dieser Unterschied auf ein Minimum beschränkt bleibt. In Band III ist bereits darauf hingewiesen worden, welche Unterschiede hierbei zwischen Eigenlast und Nutzlast, zwischen Außenmauern und Innenpfeilern bestehen. Ebenso häufig wie diese Setzungen der Fundamente sind solche, die nur von der Zusammendrückbarkeit des Mauerwerks herrühren. Es ist wichtig, hervorzuheben, daß diese Zusammendrückbarkeit größer ist, als man dies gemeinhin annimmt, so z. B. nach den Ver-

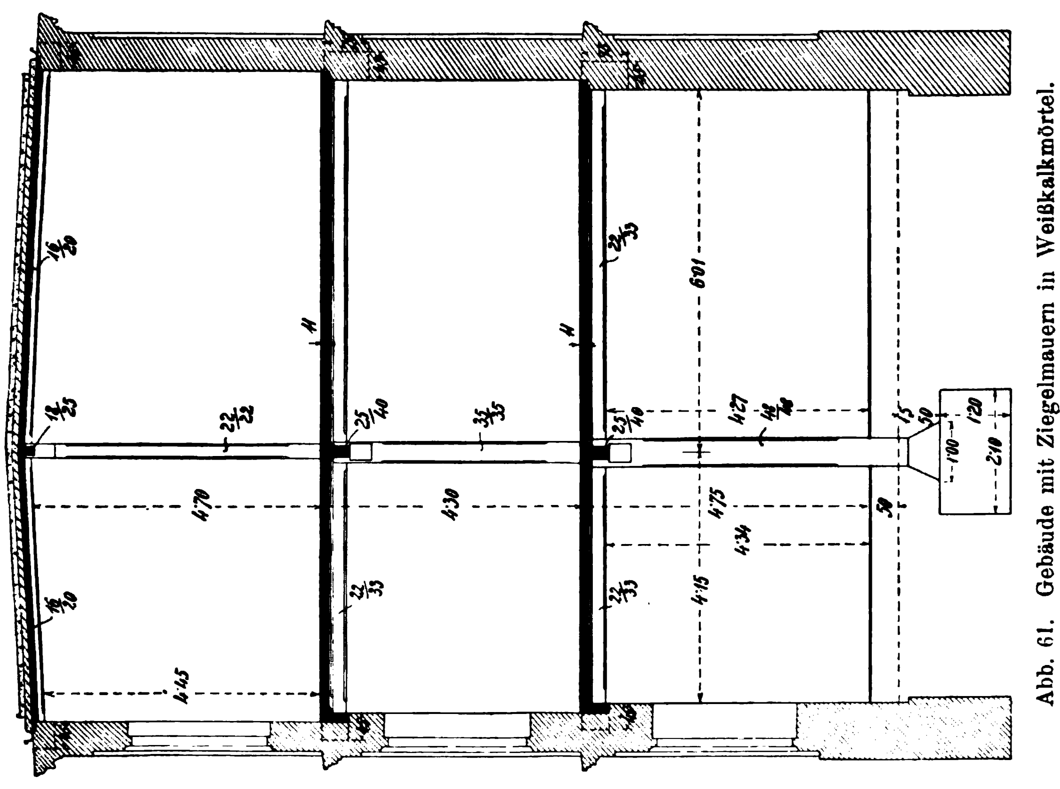


Abb. 61. Gebäude mit Ziegelmauern in Weißkalkmörtel.

suchen des Ausschusses des Institute of British Architects beträgt dieselbe unter zulässigen Lasten bei Ziegeln in Zementmörtel etwa 1 mm auf 1 lfd. m Höhe, bei Ziegeln in Weißkalkmörtel das doppelte und dreifache, ja sogar bis 6 mm auf 1 lfd. m Höhe.[1]) Finden sich nun, wie gewöhnlich, die Außenmauern in Ziegelmauerwerk hergestellt, die Innenstützen aber als Eisenbetonsäulen, so kann bei Verwendung von Weißkalkmörtel der Unterschied in beiden Fällen ein unüberbrückbarer werden. Die gewöhnliche Folge von solchen Erscheinungen sind sehr auffällige Sprünge im Fußboden oberhalb der sich weniger senkenden Stützen, Vorkommnisse, die besonders in der Zeit der Anfänge des Eisenbetons sehr häufig waren und dann oft zu Weiterungen Anlaß gaben, die in keinem rechten Verhältnis zu dem Vorkommnis selbst gestanden haben. Will man solche Sprünge beseitigen, so genügt eine entsprechende Belastung der Stützen, die sich nicht genügend gesenkt haben. Gewöhnlich wird man sich mit einem einfachen Verputzen der Sprünge begnügen. Besser wird natürlicherweise eine Konstruktion durch solche Vorkommnisse nicht, wohl aber wäre zu prüfen, ob die Sprünge nicht ihre Gebrauchsfähigkeit bedrohen, hierbei kommt die Lage des Sprunges zur Armatur und zum Auflager in Betracht, und dies läßt sich nur fallweise erledigen. In bedenklichen Fällen ist ein Unterpölzen des Trägers und eine Entfernung des zerstörten Betons, sowie Neueinbetonierung der Armatur des Auflagers in Erwägung zu ziehen. Handelt es sich um massive Außenmauern eines Gebäudes oder um Stützmauern, so ist bei der üblichen, nicht sehr sorgfältigen Mauerungsart eine Verdrehung des ganzen Mauerwerkskörpers eine häufige Erscheinung. Als Folge hiervon tritt ein Abheben der Eisenbetonträger ein.

Ein Beispiel dieser Art hat sich beim Bau der Stadtbahndecke der Wiener Stadtbahn längs des Donaukanals ereignet. Die Erscheinung wurde durch Belastung der Stützmauer rückgängig gemacht und dann die Mauer durch Schlitze an der Decke verankert, um eine nochmalige spätere Drehung zu verhindern.

Zwei weitere Fälle dieser Art entstammen meiner Praxis, die ich ohne Angabe der näheren Umstände hier wiedergebe. Die Sachlage in einem Falle zeigt die Abb. 61. Die Außenmauern waren in Weißkalkmörtel hergestellt und die kontinuierlich über die Mittelstütze hergestellte Decke längs der Mitte zersprungen. Die Untersuchung ergab, daß man auf die Kontinuität nicht gerechnet hatte, daß aber die Decke der garantierten Nutzlast nicht entsprach. Da über die Größe der Armaturen Zweifel bestanden und auch über die Rechnungsmethode und die Tragfähigkeit eine unentwirrbar scheinende Reihe von Widersprüchen auftauchte — wir schrieben damals 1902 — so habe ich bei der übrigens tadellosen Konstruktion eine Belastungsprobe angeordnet und den Gang der Durchbiegungen daraufhin kontrolliert, bis deutlich unter gleichzeitigem Auftreten von Sprüngen das Anwachsen der Durchbiegungen nach Stadium II nachgewiesen werden konnte. Die so erzielte Gesamtlast habe ich gleich $2\,(g+p)$ gesetzt und es der Unternehmung freigestellt, auf eigene Gefahr die Belastung fortzusetzen. Damit war die Sache erledigt und die ursprünglich angegebene Nutzlast auf etwa $^2/_3$ reduziert.

Ein späteres Beispiel aus meiner Praxis zeigt die Abb. 62a im Querschnitt und Abb. 62b im Grundriß. Wie ersichtlich, ist auch hier ein Träger über eine Mittelstütze kontinuierlich durchgeführt worden, nur wurde in diesem Falle für die Außenmauern hydraulischer Mörtel verwendet. Es wäre also die Möglichkeit vorhanden

[1]) Siehe Zeitschrift des Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins 1899, Nr. 48, „Die Tragfähigkeit von Ziegelmauerwerk" vom Verfasser und Mitteilungen aus der Praxis der Dampfkessel in Deutschland 1902, Nr. 12 bis 20, Professor G. Lang. VI. „Über Setzung des Mauerwerks durch Belastung".

gewesen, über die kleinen Unterschiede der Setzung hinwegzukommen. Es wurde aber außerdem nach zwei Richtungen hin gesündigt: 1. indem die Armierung den in der Abb. 62a eingezeichneten Einspannungsmomenten über der Stütze nicht entsprach; 2. indem die Belastungsannahmen unzulängliche waren. Als Folge dieser drei Fehlerquellen stellten sich zahlreiche Sprünge ein, und die Untersuchung der Tragfähigkeit des fertigen Bauwerks mußte ohne Rücksicht auf die Kontinuität geführt werden. Bei dieser neuerlichen Untersuchung mußte man — wenn auch gegen die Überzeugung — wie bei der ursprünglichen von einer Erhöhung der Nutzlast entsprechend der Stoßwirkung der Maschinen, die darauf stehen, absehen, nur mit $\frac{q\,l^2}{10}$ rechnen, man konnte jedoch nicht neuerdings übersehen, daß auf mehreren Trägern Transmissionen angebracht waren (Abb. 63). Diese Belastung wird zu häufig auch hier anfangs als zu klein angesehen, um erwogen zu werden. Deshalb

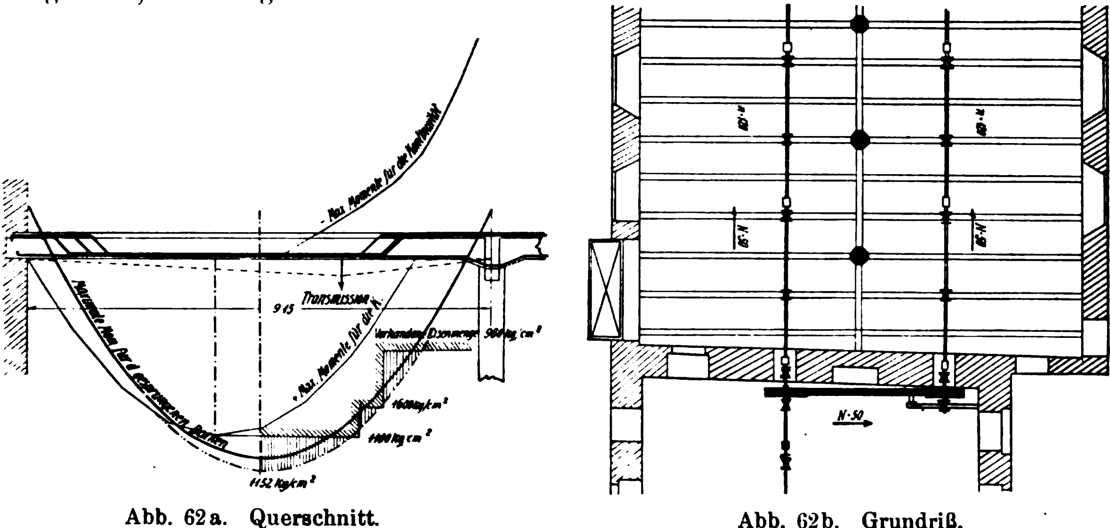


Abb. 62a. Querschnitt. Abb. 62b. Grundriß.

ist ihr Einfluß in Abb. 62a besonders eingezeichnet worden. Es zeigt dies, daß diese Träger in der Nähe der Säulen bedeutende Überschreitungen wegen zu frühen Abbiegens der Eisen ergeben. Es war nunmehr möglich, an den folgenden Vorgang zur Sanierung der beiden Träger zu denken. In der Mitte unterstützt und aufgekeilt, wurden von Mitte zu Mitte reichende Schließen beiderseits in eingestemmten Schlitzen angeordnet, verschraubt und einbetoniert und schließlich durch Belasten der Mittelsäule die Sprünge im Obergurt geschlossen und die Schließen gespannt.

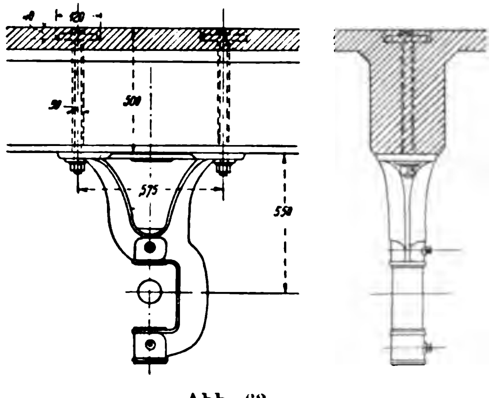
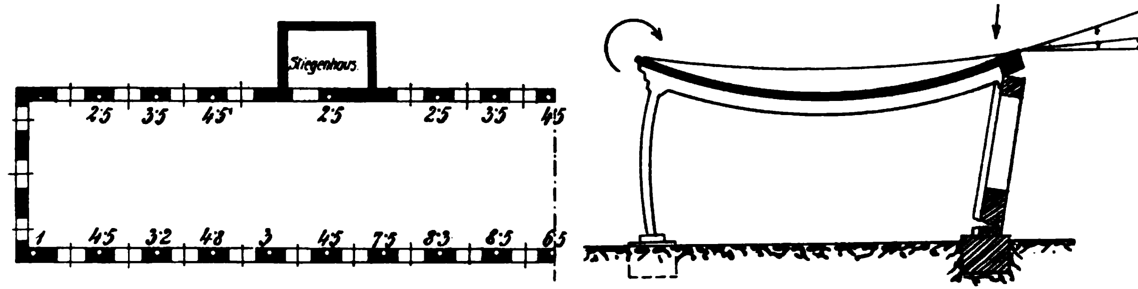


Abb. 63.

Die Abb. 63 ist hier wiedergegeben, weil sie eine der vielfachen, einwandfreien Befestigungen (siehe hierzu Handbuch für Eisenbetonbau Band IV/2, S. 213) darstellt und fehlerhafte Details dieser Art häufig Anlaß zur Zerstörung gegeben haben, dieselben jedoch hier nicht weiter vorgeführt worden sind.

Ein weiterer Fall betrifft ein sehr massives Gebäude, bei welchem die Umfassungsmauern ebenfalls in Weißkalkmörtel gemauert waren, wo außerdem die zwei mittleren Säulen eine stärkere Bodenbelastung hatten und der Unternehmer sich auf die Eisen der Deckenkonstruktion als Verankerung verlassen und keine besondere Schließen angebracht hatte. Die Folge dieser und anderer Umstände, die hier zu beschreiben zu weit führen würde, war, daß die Mauern, die, aus freier Hand aufgeführt, wahrscheinlich von Anfang an nicht ganz lotrecht waren, das Bestreben zeigten, sich nach außen zu drehen. Die Abb. 64 zeigt die Aufnahme bei der ersten genauen Untersuchung, wobei die eingeschriebenen Zahlen die dort angezeigte Größe a



Zu Abb. 64. Darstellung der Größen a in mm. Ähnliche Brucherscheinung bei einem Versuche.

in Millimeter angeben. Da auch Bedenken bezüglich der Güte der Ausführung der Decken

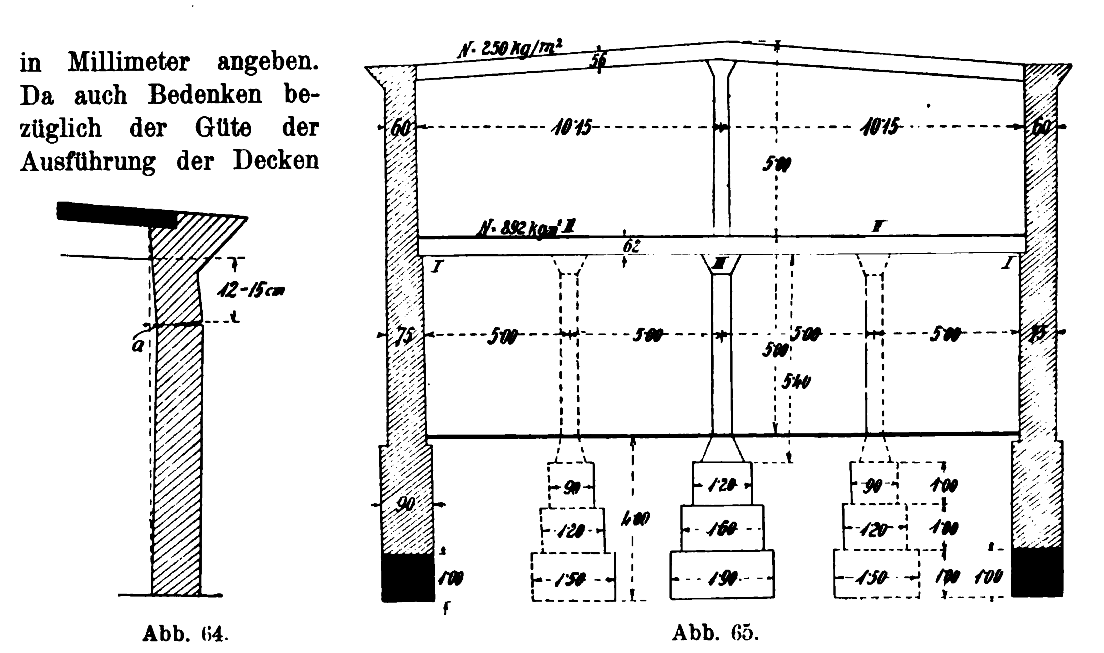


Abb. 64. Abb. 65.

Gebäude und Umfassungsmauern (Abb. 64) in Weißkalkmörtel.

bestanden, so wurden dieselben zunächst an zwei Stellen einer Belastungsprobe unterzogen, und nachdem letztere zufriedenstellend ausgefallen war, wurde die nachträgliche Einziehung von Schließen angeordnet. Der Effekt dieser Maßregel war anscheinend vollständig zufriedenstellend, indem sich die früher eingetretenen unbedeutenden Sprünge nicht weiter vergrößerten. Interessant war die Erscheinung bei der Belastungsprobe, wo sich das Abheben der Trägerenden vom Auflager durch einen klaffenden Sprung längs der ganzen Fassade bemerkbar machte, ein Vorkommnis, das ich schon bei einer älteren Bruchproben feststellen konnte. Die diesbezügliche Abb. 64 ist einem Bericht

in Beton u. Eisen 1902 entnommen. Zur sicheren Behebung dieser Übelstände wurden in diesem Falle in der in Abb. 65 ersichtlichen Weise Zwischenpfeiler eingebaut.



Abb. 66.
Säulen, die in zu großen Absätzen betoniert wurden.

Auch Rutgers berichtet über zwei Fälle ungleicher Setzung von Säulen und Mauern und zeigt die Folgen in Abb. 9 u. 10, S. 230, Beton u. Eisen 1908. Ein weiterer Fall, wo die Vorkehrungen für die Kontinuität unzureichende waren, zeigt die Abb. 109. Unter Hinweis auf das dort Gesagte sei bemerkt, daß die Säulen den Grad der Einspannung soweit sichergestellt haben, daß der Sprung entsprechend einem negativen Moment an der Stütze aufgetreten ist.

Obwohl nicht ganz hierher gehörig, sei doch des bequemen Zusammenhanges wegen der Fehler erwähnt, der auch ohne Senkung in den Stützen durch mangelhafte Ausbildung oder durch Berechnung mit Rücksicht auf die Kontinuität entstehen können. Ein Beispiel gibt Prof. Melan in Beton u. Eisen 1903, Seite 77. Ferner, falsche Annahmen über eine (vollkommene) Einspannung u. ä. Gefährlicher als solche Vorkommnisse ist eine mangelhafte Tragfähigkeit der Stützen. Auf einen häufigen Fehler, herrührend von einer Betonierung der Säulen in zu großen Stücken, ist bereits früher (Abb. 51) verwiesen worden. Hier sei noch

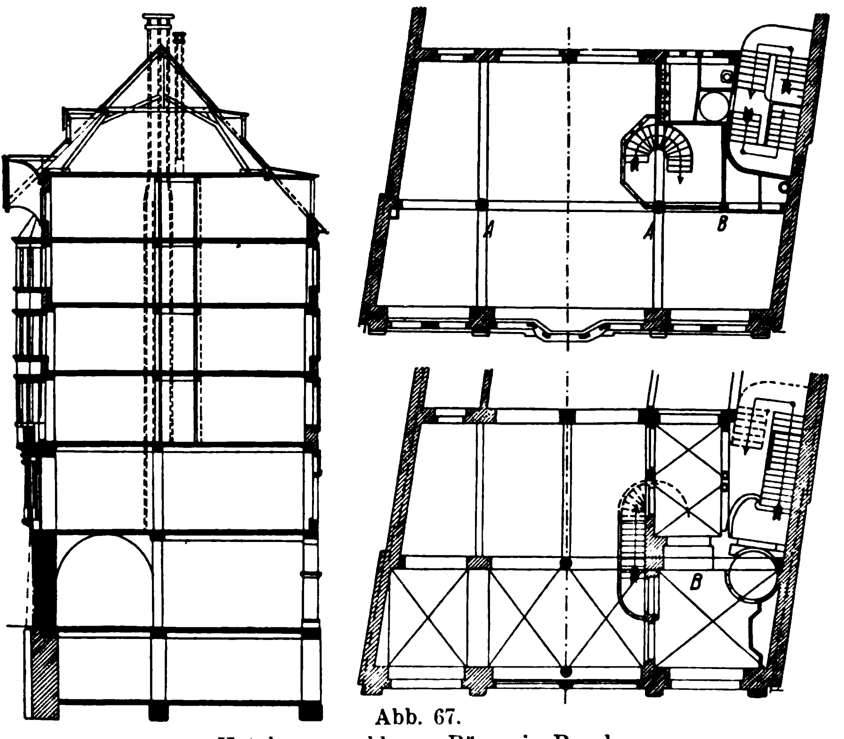


Abb. 67.
Hotel zum goldenen Bären in Basel.

die Abb. 66 angeführt, die zwei recht fehlerhaft betonierte Säulen aus einem Eislagerhaus in Nordamerika darstellt.[1])

Der bekannteste Unfall dieser Art, der seinerzeit die Bauwelt derart in Schrecken versetzte, daß die ganze Fortentwicklung des Eisenbetons auf dem Spiele stand, war der Einsturz des Hotels „Zum goldenen Bären" in Basel 1903.[2]) Die Abb. 67 zeigt die wichtigsten Grundrisse und einen Schnitt durch das Gebäude. Der wunde Punkt des Ganzen lag in dem Grundrisse in dem mit B bezeichneten Pfeiler. Die Situation ist in der Abb. 68 nochmals wiederholt. Bei B sollten zwei Träger zusammenstoßen, gestützt auf einen Mauerwerkpfeiler. Wegen der späteren Ausführung der Wendeltreppe war auch die Aufmauerung des Pfeilers B unterblieben und der Träger an jener Stelle in der in der Abbildung gezeigten provisorischen Form unterstützt worden. Am Tage des Einsturzes sollte die Unterfangung vorgenommen werden, dazu wurden der größeren Einfachheit wegen die im Wege stehenden Sprießen in der Mitte bis auf zwei entfernt (Abb. 68). Zwei Stunden, nachdem dies geschehen war, erfolgte der Einsturz. An der fraglichen Stelle, wo sich, wie aus Zeugenaussagen hervorgeht, schon Sprünge gezeigt hatten, steht die Säule B im ersten Stocke, und an dieser Stelle war der Querschnitt der beiden Träger ein dieser Last selbstredend nicht entsprechender. Unter diesen Umständen darf man sich über einen Einsturz nicht weiter wundern. Ein Fehler in der Stützenkonstruktion, sei es dieser Art, sei es durch zu frühe Ausrüstung, gibt Anlaß zu den traurigsten Folgen, und fast alle größeren, auf mehrere Stockwerke sich erstreckenden Unglücksfälle sind auf derartige Ursache zurückzuführen.

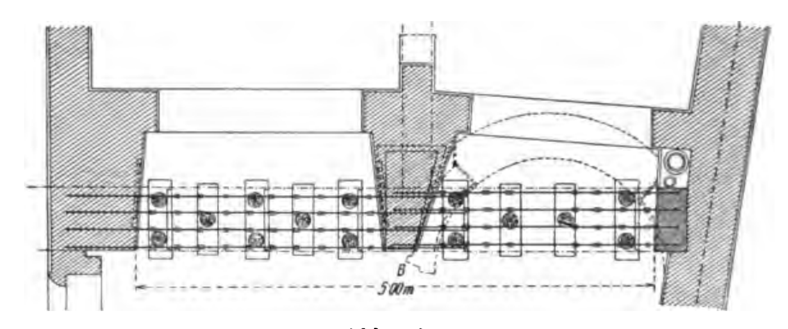


Abb. 68a.
Einzelheiten der anfänglichen Unterstützung der Träger bei B (Abb. 67).

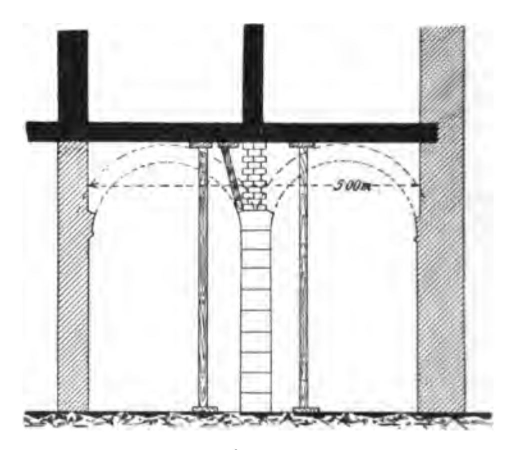


Abb. 68b.
Unterstützung der Säule bei B vor Bruch.

[1]) Trans. Am. S. C. E., März 1908, S. 302, Abb. 3 u. Tafel XLI.

[2]) Schweiz. Bauzeitung 31. August 1901. 10. Mai 1902, Beton u. Eisen 1902.

II. Überschreitung der zulässigen Spannungsgrenzen bei Balken.

a) Durchbiegung.

Zunächst ist der Fall zu erwägen, ob ein Eisenbetonträger selbst dann gefährdet sein kann, trotzdem er den rechnungsmäßigen zulässigen Inanspruchnahmen entspricht. Es handelt sich dabei um den ähnlichen Fall wie beim Eisenträger, wo sich eine zweite Grenze angegeben findet, die neben den Spannungen auch die Durchbiegungen einschränkt, die bei einem Eisenträger eintreten dürfen. Dieselben dürfen unter der größten Last, also bei Ausnutzung der zulässigen Spannungen nach anerkannten Regeln im Hochbau $f \lesseqgtr \frac{l}{600}$, im Brückenbau $\lesseqgtr \frac{l}{1000}$[1]) betragen. Die Gesichtspunkte, die zu dieser Beschränkung der Durchbiegung im Eisenbau geführt haben, sind auch beim Eisenbeton vorhanden, ja sogar meines Erachtens im verstärkten Maße. Da sich jedoch bei demselben noch keine bestimmte Regel herausgebildet hat, so wollen wir uns zunächst an die obige Ziffer halten.

Die Durchbiegung beträgt bei einem frei aufliegenden Eisenbetonträger[2]) $f \lesseqgtr \frac{l^2}{19\,200\,y}$, worin y die Entfernung der neutralen Faser von der mit 1000 kg/cm² beanspruchten Eisenfaser bedeutet. y ist nahezu $^3/_4$ der nutzbaren Höhe h des Balkens[3]), also $f = \frac{l^2}{15\,000\,h} \lesseqgtr \frac{l}{600}$. Dies ergibt $\frac{l}{h} \lesseqgtr 25$ für 0,5 vH bis $\lesseqgtr 20$ für höhere Bewehrungen.

Es ist nun klar, daß diese Grenze $l = 25\,h$ bei eingespannten Trägern oder gar bei auf allen Seiten aufruhenden Platten wesentlich erhöht werden kann. Trotzdem glaube ich feststellen zu müssen, daß man häufig aus wirtschaftlichen Gründen und um das Eigengewicht der Platte herabzudrücken, zu Abmessungen gegriffen hat, die nicht zu billigen sind. Mir hat insbesondere ein Fall einer allerseits aufliegenden eingespannten Platte vorgelegen, wo $l = 50\,h$ betragen hat. Bei einer Spannweite von 4,1 bis 4,7 im Geviert hatte die Platte 9 bis 9,5 cm nutzbare Höhe. Ich muß nur der Vollständigkeit wegen bemerken, daß in diesem Falle die Einspannung nicht richtig durchgeführt worden war und sich Brucherscheinungen an dem Auflager einstellten. Da genügend Eisen vorhanden war, so ordnete ich eine Rekonstruktion an, die einer Erhöhung der Platte von 9 auf 12 cm nutzbarer Höhe entsprochen hat. Der neue Beton wurde als Feinschicht auf die rauh gelassene Unterlage mit entsprechenden Vorsichtsmaßregeln, als da sind: Unterstützung der Platte, schlitzartiges Herausstemmen des nicht ganz gesunden Betons, Waschen und Durchwässern des alten Betons sowie endlich Bügeln und eine Druckarmatur, erfolgreich durchgeführt. Es sei bei diesem Anlasse eine ähnliche Rekonstruktion in Erinnerung gebracht, wie sie Hennebique im Jahre 1903[4]) ausgeführt hat (Abb. 69).

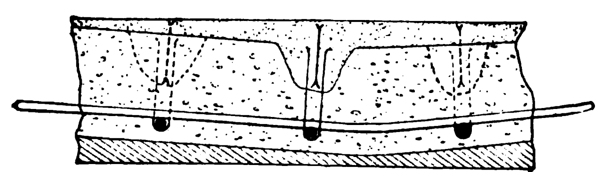


Abb. 69. Nachträgliche Aufbetonierung und Erhöhung des Druckgurtes.

[1]) Siehe Hütte 20. Auflage 1908, Teil I, S. 460 über Querschnittsermittlung der Walzträger.
[2]) Siehe Beton-Kalender 1909, Teil I, S. 268.
[3]) Siehe Genaueres in Tabelle auf S. 287 des Beton-Kalenders 1909, Teil I.
[4]) Siehe Béton armé 1903.

Ein zweiter Fall dieser Art hat mir bei einem dreistöckigen Bau vorgelegen, dessen Decken nach der beistehenden Abb. 70 angeordnet waren. Die Spannweite der Zimmer betrug 5,7 bis 5,85 m, die Platte war 18 cm stark, bei Gängen entsprechend dünner. Das Verhältnis von Spannweite (5,85 m) zur nutzbaren Höhe (etwa 15 cm) betrug in dem Falle $\frac{5,85}{16} = 37$ im Maximum. Auch hier stellte sich eine Reihe recht böser Erscheinungen ein, die besonders in den unteren Stockwerken bei einer häufigen Benutzung beschleunigt wurde. Es ist anzunehmen, daß hierbei Setzungen in dem Mauerwerk in Kalkmörtel nicht ohne Einfluß geblieben sind; jedoch traten erst, nachdem eine Belastungsprobe zufriedenstellend verlaufen war und das Gebäude 6 Monate unbenutzt gestanden hatte, bei Benutzung eine ganze Reihe von Sprüngen in der Richtung der Zugeisen ein, die die Platte in eine Reihe von Balken getrennt hat, deren jeder für sich arbeitet. Das unangenehmste in diesem Falle war der darauf angebrachte Xylolithbelag, der gleichfalls zerstört wurde. Wir sehen also, daß so dünne Platten bei ihren großen Durchbiegungen die Fähigkeit verlieren, die Nachbarstreifen zur Mitarbeit heranzuziehen, daß sie sich vielmehr durch Abscheren lostrennen. Es soll nicht übersehen werden, daß bewußte Platten drei Längseisen besessen haben (Abb. 70), und daß eine ausgiebige Querarmatur da abhelfen kann. Jedenfalls wäre die angegebene Grenze $l = 25\,h$ bei frei aufliegender Last nicht wesentlich zu überschreiten, und ist von $l = 35\,h$ abzuraten, selbst wenn Einspannung mit in Frage kommt. Auch einen Einsturz, der mir zur Beurteilung unterbreitet wurde, glaube ich auf diese Fehlerquelle zurückführen zu müssen. Der in diesem Fall angewendete Trägertyp ist in Abb. 71 dargestellt. Hochkantig gestellte Flacheisen zerspalten den Beton entsprechend leichter. In allen anderen Fällen führt die deutliche Rißerscheinung zu einem rechtzeitigen Eingreifen.

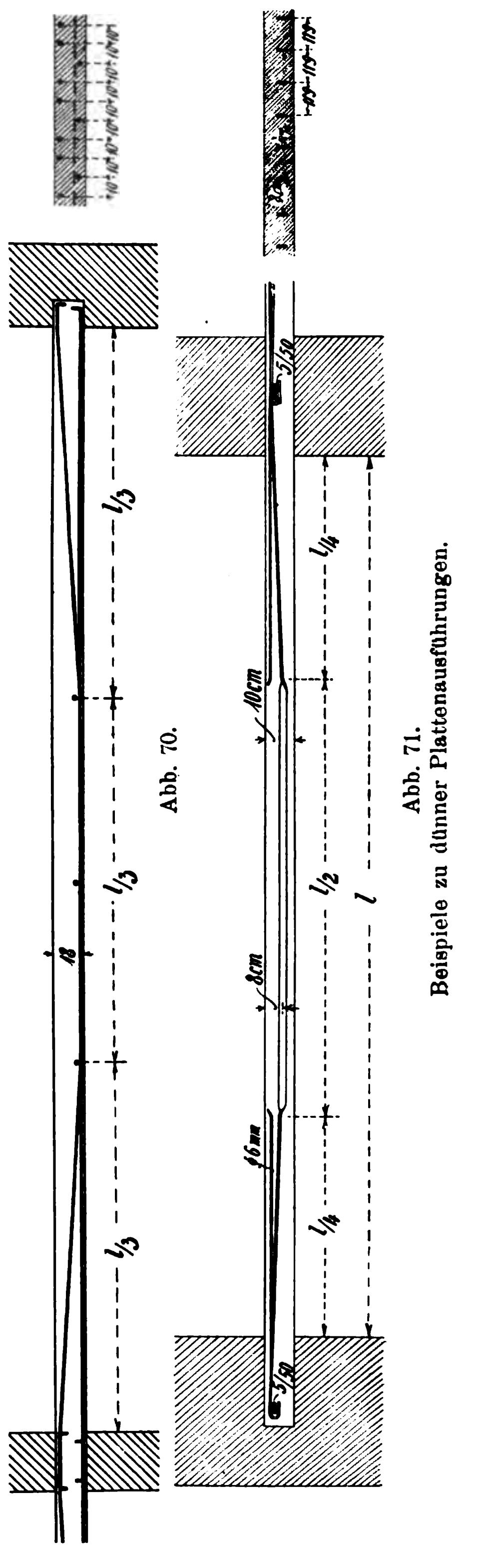


Abb. 70.

Abb. 71. Beispiele zu dünner Plattenausführungen.

b) Druckfestigkeit.

Die Überschreitung der Druckfestigkeit des Betons durch eine mangelhafte Anordnung eines Trägers erscheint nahezu ausgeschlossen. Selbst die kühnsten Konstrukteure geben den

Trägern beim Ausschalen eine zweifache Sicherheit mit bezug auf die Würfelfestigkeit des Betons. Die Sicherheit ist also, wie von mir wiederholt nachgewiesen, eine vierfache und wird daher binnen kurzem eine so große Ziffer erreichen, daß eine Überschreitung dieser Eigenschaften höchst unwahrscheinlich ist. Wo diese Überschreitung trotzdem auftritt, ist sie gewöhnlich eine sekundäre Erscheinung und Folge des Rutschens der Eisen im Untergurt. Wenn außerdem solche Fälle unzulänglicher Druckfestigkeit vorkommen, so wären sie nicht hier, sondern in der vorangehenden Gruppe unter „Nachlässigkeit" anzuführen, wo darauf auch hingewiesen wurde. Es sind Fälle, in welchen der Obergurt einfach nicht vorhanden war. Von den mir bekannt gewordenen Fällen bestand bei einem die Erklärung darin, daß ursprünglich ein volles Dach geplant war, und daß der Fabrikherr sich erst nachträglich zur Anbringung von Oberlichtern entschloß. Diese wurden nun so angebracht, daß die Dachträger ihren Obergurt einbüßten. Der zweite Fall ist der durch Gerichtsverhandlungen bekannte Einsturz des Daches der Daimler-Automobilfabrik in Wiener-Neustadt (Abb. 72). Hier waren die Oberlichter von vornherein so geplant, daß von dem Querträger nur die Rippe übriggeblieben ist, die, um die Beleuchtung nicht zu vermindern, so schmal wie möglich gehalten wurde. Es kamen nun mehrere andere widrige Umstände hinzu. Einerseits eine naßkalte Jahreszeit im Herbst, die das Abbinden des Betons aufhielt und ein Zement, der für die retardierende Wirkung des Frostes außergewöhnlich empfindlich war, anderseits wurden jedoch in dem Druckgurt Druckeisen angebracht, die, mit einer ganz ungenügenden Zahl von Bügeln versehen, nicht verstärkend, sondern zersprengend gewirkt haben. Dies erklärt den Umstand, daß ein unvorsichtiges Ausschalen genügt hat, um die Konstruktion zum Einsturz zu bringen.

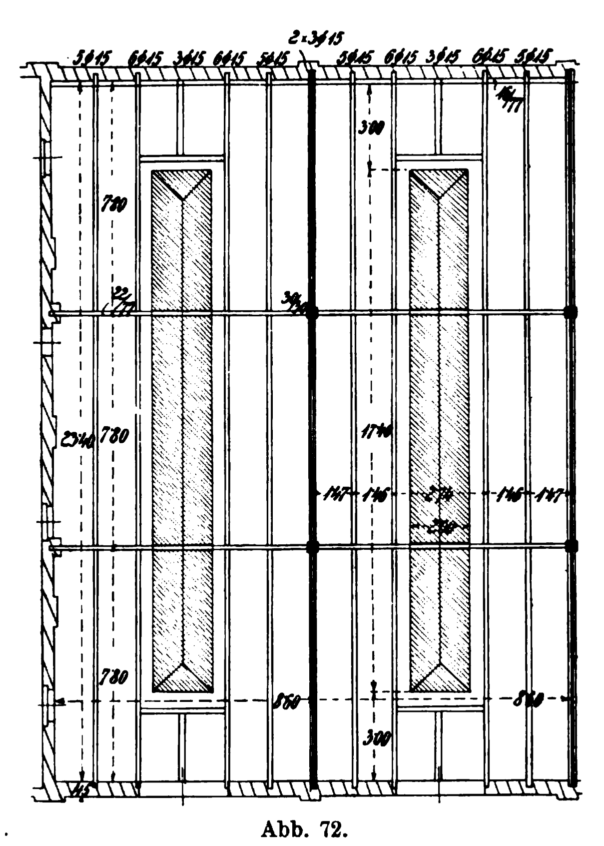


Abb. 72.

Es ist nicht ohne Interesse, darauf hinzuweisen, daß die Schweizer Kommission für Eisenbetonvorschriften neuerlich dieselben Bedenken ausgesprochen hat, die ich seinerzeit in meiner Dissertation über die „Berechnung beiderseitig armierter Balken"[1]) zum Ausdruck gebracht habe, dahingehend, daß der theoretische Wert von Druckeisen durch die Anordnung derselben in der Praxis in Frage gestellt ist. Die Schweizer Kommission hat einen originellen und nachahmenswerten Weg eingeschlagen, um dies zu verhindern und die Anordnung von mehr Zugeisen zu ermög-

[1]) Siehe Beton u. Eisen 1903. Schlußfolgerungen auf S. 267.

lichen: sie hat die zulässige Druckspannung wesentlich erhöht. Es ist dies nicht nur billiger, sondern auch besser.

Es ist hier wohl am Platze, einige Worte über die Druckfestigkeit von Beton einzufügen, der zwischen wenig widerstandsfähigen Hohlkörpern eingegossen wurde und der daher, wie Versuche gezeigt haben, eine geringere Druckfestigkeit selbst dann besitzt, wenn, was sonst direkt gefährlich werden kann, der Hohlkörper dem nachbarlichen Beton die Feuchtigkeit nicht entzieht. Solcher Beton wird, unter gleichen Verhältnissen wie die gewöhnliche Mörtelfuge hergestellt, schon wegen der unvermeidlichen Luftblasen eine große Zusammendrückbarkeit besitzen, die sich insbesondere beim Ausschalen durch bleibende Durchbiegungen bemerklich macht. Für diese Art Decken möchte ich aus diesem Grunde das an anderer Stelle abgeleitete Verhältnis $l = 25\,h$ besonders sorgfältig aufrecht erhalten wissen. Mir liegen Versuche vor, in welchen $l = 5{,}3$ m und die nutzbare Höhe $h = 21$ cm gewesen sind, und die trotzdem höchst unbefriedigend ausgefallen sind. Ich setze diese Erscheinungen nicht auf eine mangelhafte Druckfestigkeit, sondern auf die anfänglich unter Druck auftretenden bleibenden Zusammendrückungen.

c) Zugfestigkeit.

Die mangelhafte Zugfestigkeit des Betons ist häufig Anlaß zu Rißbildungen. Dieselben können jedoch nur durch eine sorgfältige Herstellung des Betons vermieden werden. Statisch können, wie bereits erklärt, die Durchbiegungen und, wie weiter dargelegt, die Haftspannungen und konstruktiv die Entfernungen der Eisen dem abhelfen. Es ist den gemachten Erfahrungen nicht entsprechend, wenn man die Zugspannungen des Betons begrenzt. Die Zugfestigkeit der Eisen kann nur bei Stoßwirkung erschöpft werden, weil sonst das Eisen immer Zeit findet, sich entweder herauszuziehen oder den es umgebenden Beton zu zerstören, ehe es abreißt. Deshalb setzen viele Autoren die Fließgrenze als Bruchgrenze, was, wenigstens rechnungsmäßig, nicht richtig ist. Um das Eisen voll ausnützen zu können, ist es nötig, dasselbe tunlichst unverrückbar im Beton zu befestigen, so z. B. ist bei Verwendung von Streckmetall eine sorgfältige Ausfüllung mit hartem Beton eine Vorbedingung für die Ausübung der Zugfestigkeit.[1])

Gegen diese Befestigung des Eisens in Beton, den Verbund, gegen diese für einen Verbundkörper grundlegende Anordnung wird verschiedentlich gesündigt. Dies betrifft aber die den Verbund kennzeichnende sogenannte

d) Haftfestigkeit.

Die richtige Erkenntnis über diese Frage hat sich sehr langsam Bahn gebrochen. Ich erinnere daran, daß der Deutsche Betonverein in seinen Leitsätzen 1904 für die Haftfestigkeit nur die bis zum Auflager gerade durchgehenden Eisen herangezogen hat und die weitaus besser befestigten abgebogenen Eisen als nicht vorhanden behandelt. Eifrige Verteidiger dieser Theorie wollten sogar aus Versuchen nachgewiesen haben, daß eine solche Anordnung dermaßen gut ist, daß sie die höchsten Haftfestigkeitszahlen erreicht, ein Beispiel dafür, daß jemand auf Grund einer vorgefaßten Idee auch die Tatsachen in dem von ihm gewünschten Lichte sieht. Der Nachweis, der von mir sowohl an meinen eigenen sowie an fremden Versuchen geführt wurde,[2])

[1]) Engineering News, 4. Dezember 1902. Einsturz der Paddington-Gebäude mit Zwischendecken aus Streckmetall, siehe ferner Parallelversuche des II. Gewölbeausschusses mit denselben, die einmal sehr schlecht, das nächste Mal sehr gut ausfielen.

[2]) Siehe Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons, Heft III (1905) und Heft V (1906).

blieb lange wirkungslos, und meine Auffassungen der Sache gelangten erst durch die gründlichen Versuche Bachs[1]) zur Geltung, der eine dem ihm zur Verfügung stehenden Apparat entsprechend genauere, sonst aber dem Wesen nach mit meinen Versuchen identische Versuchsreihe durchgeführt hat und die Resultate in einer Form veröffentlicht, die nicht ersehen läßt, daß es sich um keine neue Feststellung handelt. Kennzeichnend für die fehlerhafte Auffassung war die bei den ersten Konstrukteuren so häufig wiederkehrende Anordnung von Zulageisen, die mit dem Träger und mit der übrigen Armatur in keiner hinreichenden Verbindung gestanden haben und nur die Zahl der Eisen am Auflager vermehren sollten (Abb. 96), ohne mit den Hauptzugeisen in einer verläßlichen Verbindung zu stehen. Einen weiteren Fehler dieser Art deckt eine Versuchsreihe auf, die von der Firma N. Rella u. Neffe ausgeführt worden ist.[2]) Dieselbe hat gezeigt, daß, wenn man drei Eisen einlegt und das mittlere Eisen ohne zureichende Verankerung nur über die Strecke des größten Moments hinwegführt, der Träger eigentlich als nur mit zwei Eisen armiert anzusehen ist. Wir kommen in der Folge auf aus solchen Anordnungen resultierenden Rekonstruktionen zu sprechen. Besonders gefährlich scheint es mir auch, wenn man, wie so häufig, die Hälfte der Eisen für das negative Moment verwendet und dementsprechend gut mit dem Obergurt verankert, die andere Hälfte aber einfach ohne weitere Vorkehrungen (Haken), oft sogar ohne Bügel durchgehen läßt. In diesem Falle kann es zu Verschiebungen kommen, die vorübergehend die oben erwähnte Rechnung rechtfertigen, indem die schlechter verankerten Eisen herausgezogen werden und gerade umgekehrt die besser verankerten Eisen voll beansprucht werden, bis sie sich an der Abbiegestelle gedehnt haben. Hieraus ergibt sich ein Bruchriß, der von der Abbiegungsstelle ausgehend gewöhnlich bogenförmig nach aufwärts verläuft oder nach dem Zuggurt abspaltet (Abb. 96, 102 u. 109). Derselbe ist eine der häufigsten Erscheinungen bei Bruchversuchen und fehlerhaften Ausführungen, da die meisten unserer Anordnungen diese Fehler aufweisen. Die kürzlich veröffentlichten Versuche von Dyckerhoff u. Widmann sowie von Rella u. Neffe suchen dieser Frage beizukommen. Es ist ihnen dies ohne Zweifel zum Teil gelungen und die Lösung besteht darin, daß die Befestigung der Eisen im Beton und ihr Widerstand gegen Herausziehen ein tunlichst gleichmäßiger sein muß, wenn man ihren Zugquerschnitt gleichmäßig in Rechnung setzen will. Trotzdem bildet das Problem eine der wichtigsten Fragen der nächsten Zukunft. In Fällen, wo die höchste Sicherheit Pflicht ist, wie bei Fundamenten oder Eisenbahnbrücken und wo man trotzdem zu hohen Haftspannungen greifen will, wird es sich in Grenzfällen empfehlen, eine direkte Verhängung mittels einer Befestigung von Eisen auf Eisen der Zugeisen des Untergurts hinauf in den Obergurt vorzunehmen, wie dies z. B. in den Systemen Pohlmann bezw. Gieshammer vorgesehen ist. In solchen Fällen kann man sich auf die Haken in den Widerlagern nicht verlassen und muß schon vorher im Balken solche Verankerungen anbringen. Meine oben erwähnten Versuche haben ferner nachgewiesen, daß die Bügel nur dann wirksam sind, wenn der Zwischenraum zwischen denselben und den Zugeisen satt mit Beton ausgefüllt ist. Bei einer nachlässigen Herstellung, wo, wie man es häufig sieht, die Bügel frei herausstehen oder sich Luftblasen dazwischen bilden konnten, ist der Bügel vollständig unwirksam.

Als Beispiel eines Unfalles dieser Art sei der Einsturz der Brücke bei Luino über den Kanal bei Battaglia der Varesischen elektrischen Bahn[3]) erwähnt.

[1]) Siehe Mitteilungen über Forscherarbeiten. Heft 39. 45 bis 47 (1907). von C. v. Bach-Stuttgart.
[2]) Beton u. Eisen 1909, Heft III u. V.
[3]) Il Cemento 1905. Nr. 12. S. 457.

Der Querschnitt einer der Rippen ist in der Abb. 73 dargestellt. Die Brücke hatte eine Spannweite von 10 m. Auf der oberen Platte lag eine 30 cm-Schotterschicht, und die Abb. 74 zeigt die gefährlichste Belastung, der ein Moment von 24 830 kgm bei freiem Auflager entspricht. Hierbei sind die dynamischen Wirkungen mit 25 vH. berücksichtigt. Hieraus ergibt sich eine maximale Eisenbeanspruchung von etwas über 1400 kg/cm². Ausschlaggebend für den Unfall ist jedoch der Umstand gewesen, daß in dem Bauwerk keinerlei Bügel angebracht worden sind. In diesem Fall hängt die Haftfestigkeit in hohem Maße von der Güte der Ausführung ab und kann bei schlechter Ausführung, wie meine Versuche bewiesen haben, zu minimalen Größen herabsinken.[1]) Eine Gewissenhaftigkeit der Herstellung, die diesen Mangel in der Armatur auszugleichen in der Lage gewesen wäre, ist im vorliegenden Falle nicht vorhanden gewesen, die Eingerüstung der Brücke war vielmehr so schwach gewesen, daß sich dieselbe um 4 cm gesenkt hatte. Durch diese Setzung beim Einbetonieren dürfte bereits eine Verschiebung der Eisen eingetreten sein, so zwar, daß es nicht weiter wundernimmt, wenn bei der ersten Belastung die Brücke durch vollständiges Herausziehen der Eisen zum Bruche kam.

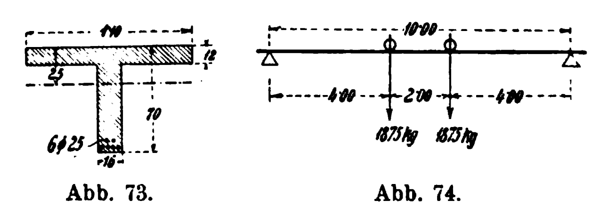


Abb. 73. Abb. 74.

Es wird in dieser Hinsicht weit mehr gesündigt, als man gemeinhin glaubt, und zwar gerade an den wichtigsten Bestandteilen, den kurzen, schwerbelasteten Traversen und Fundamentträgern, die mit viel zu großen Rundeisendurchmessern bewehrt werden, so zwar, daß eine Ausnutzung des Eisenquerschnitts unmöglich ist und in vielen Fällen eine gefährliche Zerstörung eintritt. Die Fehler lassen sich durch die bekannte Faustregel von Thumb einfach nachweisen, indem bei Freiauflagerung $\left(\frac{q l^2}{8}\right)$, voller Ausnutzung des Eisens (1000 kg/cm²) eine Haftspannung von 4 kg/cm² bei einer Spannweite von l in Meter eintritt, wenn der Rundeisendurchmesser in Millimeter $d \lesseqgtr 4\,l$ ist. Bei vollständiger Einspannung vermindert sich dies bis auf etwa $d = 3\,l$. Es würde daher bei dem später erörterten Beispiele (Abb. 109) mit 4,6 m Stützweite am Platze gewesen sein, 12 mm R.-E., anstatt 25 mm R.-E. zu verwenden oder aber durch besondere Verankerungen von Eisen auf Eisen den Verbund sicherzustellen, wenn wir nicht auf die Ausnutzung des Eisenquerschnittes ganz verzichten wollen.

Die bereits unter Druckfestigkeit gestreifte Frage über die häufige Ursache bei Einstürzen von Decken aus Steineisen und manchen anderen Systemen, die sich auf dem Papier recht hübsch ausnehmen, findet ein bezeichnendes Beispiel beim Einsturze einer Probedecke, System Kulhanek, in der Nähe von Wien. Das System besteht aus einer Reihe von geteerten Pappschachteln, die nur so weit voneinander abstehen, daß die Längs- und Quereisen eingebracht werden können. Bügel wurden für überflüssig angesehen und der Beton in die schmalen Kanäle eingegossen. Daß solch ein Bauwerk gute Resultate geben kann, soll nicht bezweifelt werden, umsomehr als es tatsächlich bei anderen Versuchen bereits gut abgeschnitten hatte.

Das Gefährliche an der Sache ist, daß diese Art von Deckensystemen solche Unsicherheiten enthalten, daß selbst eine sorgfältige Ausführung, wie sie bei einer

[1]) Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons, Heft V. Verlag von Wilhelm Ernst u. Sohn. Berlin.

Probedecke bestimmt zu erwarten war, zu einem Einsturz führen konnte. Von diesem Gesichtspunkte aus war es höchst lehrreich, daß die Unternehmer zu den Versuchen die ganze technische Welt der Umgebung von Wien geladen hatten.

Von den beiden Versuchsobjekten stürzte das eine unter der zulässigen Last, das andere noch viel früher ein.

Es ist recht zu bedauern, daß ich von dem reichen Material, das mir in dieser Hinsicht zur Kenntnis gebracht wurde, gerade über das Wichtigste nicht so weit frei verfüge, als daß ich es hier anführen könnte, und durch die verschiedensten Spielarten des Begriffes „Amtsgeheimnis" daran gehindert bin, ohne daß auf Veröffentlichung von einer anderen Seite aus Aussicht bestände.[1])

III. Schlechter Beton.

Das mangelhafte Verhalten des Betons kann auf verschiedene Gründe zurückgeführt werden:

a) Zuschlagstoffe und Anmachwasser.

Ein häufiger Grund schlechter Resultate ist in unreinen Zuschlagstoffen zu suchen, ferner in der Verwendung von einem Material, das zuviel Sand oder gar zuviel Staub, aber auch umgekehrt zu wenig Sand enthält, welch letzterer einen porösen Beton liefert. In Zweifelsfällen liegt das einzige Mittel in einer Erprobung wenigstens der Druckfestigkeit des fraglichen Materials. Es läßt sich nicht immer nach dem Gefühl beurteilen, ob die Feinheit und inwieweit eine lehmige Beschaffenheit der Zuschlagstoffe schädlich ist und ob die Mischung von Sand und Schotter, wie sie in der Natur vorkommt, entspricht. Das gleiche gilt bezüglich des Anmachwassers.

Hier kommt vielleicht noch der Umstand in Betracht, daß „grubenfeuchte" Zuschlagstoffe nicht jener Menge von Wasser bedürfen, wie an der Sonne gelegene, und zu wenig Wasser den ganzen Abbindeprozeß in Frage stellen kann.

b) Zement.

Die zunehmende Seltenheit von wirklich schlechten Zementen hat die gesamte Bauwelt in Sicherheit gewiegt, und das gewiß richtige Schlagwort, daß es ein Lebensinteresse der Zementfabriken ist, guten, gleichmäßigen Zement zu liefern, hat dazu geführt, daß einige wenige Fabriken unter dem Deckmantel dieser allgemeinen Flagge ungestört sündigen können. Es muß ohne weiteres zugegeben werden, daß in dieser Hinsicht auch guten, verläßlichen Zementfabriken viel Unrecht passiert ist, und es wurde in diesem Kapitel bereits einmal darauf hingewiesen, welche bequeme Ausrede die Behauptung bietet, der Zement sei schlecht gewesen.

Kommt die Sache zu einem gerichtlichen Austrag, so liegt die Entscheidung in allen ähnlichen Fragen in den Händen von wenig erfahrenen Sachverständigen, also, besser gesagt, im Schoße des Zufalls.

Ich möchte gleich hier meinen persönlichen Standpunkt dahin präzisieren, daß man dem Zement in Zweifelsfällen, wenn, wie gewöhnlich, kein direkter Beweis vorliegt, keine Schuld geben soll, weil das eingangs erwähnte Fabrikationsprinzip als Wahrscheinlichkeitsbeweis für seine Unschuld gelten kann. Die gesammelten bösen Erfahrungen der Zementfabriken haben dazu geführt, daß dieselben sich ein Verteidigungssystem gegen solche Anschuldigungen zurechtgelegt haben, das jeder Unternehmer kennen sollte, wenn er mit der Möglichkeit rechnet, schlechten Zement zu bekommen, und dann beabsichtigt, die Zementfabrik für den erlittenen Schaden haftpflichtig zu machen. Er sollte zunächst den Schlußbrief,

[1]) Siehe eine diesbezügliche Veröffentlichung in B. u. E. 1909, Heft VIII, die mir erst während des Druckes zukam. Dieselbe betrifft den Einsturz einer „Germania"-Decke in Bremen.

auf Grund dessen er Zement bezogen hat, sich in erster Linie daraufhin besehen, ob darin überhaupt eine haftpflichtige Person vorkommt. Der Zwischenhändler kann als eine solche kaum gelten. Einesteils, weil er gewöhnlich nicht hinreichend vermögend ist, und zweitens, weil er verschiedene Marken vertreibt oder doch von einer Marke verschiedene Altersklassen hat, deren Auseinanderhaltung nicht immer nachweisbar ist. Es empfiehlt sich daher, bei wichtigen Lieferungen den Zement direkt bei der Fabrik, bezw. wo dies nötig ist, beim Verband zu bestellen. Hier scheint vielleicht der richtige Ort zu sein, die Vor- und Nachteile der Kartellierung von Zementfabriken mit ein paar Worten zu streifen. Der Österreichische Verband hat seinen Standpunkt gegenüber der Behauptung, daß der Verband die Abnahme schlechter Marken erzwingt, durch den Mund des Advokaten Dr. Haas folgendermaßen gekennzeichnet:

„Der Hauptvorteil des Zementkartells besteht darin, daß dem Konsumenten jeweils jene Portlandzementmarke zugeteilt wird, für die die geringsten Frachtspesen von der Fabrik zu dem Konsumorte bestehen, so daß jede dem Kartell angehörige Fabrik vornehmlich in ihrem natürlichen Absatzgebiete beschäftigt wird. Beansprucht aber ein Konsument eine bestimmte Fabrikmarke und erwachsen hierdurch höhere Frachtauslagen, so steigert sich naturgemäß auch der Verkaufspreis und gegenüber dieser Eventualität ziehen die Konsumenten meistens unter Zurückstellung ihrer Wünsche nach einer besonderen Marke die billigere Ware vor.“

Neben dieser ganz richtig angeführten Frachtersparnis kommt die beim Wegfall der Konkurrenz sich einstellende Preiserhöhung als wichtigstes Motiv zur Bildung eines Kartells in Frage. Anderseits führt der gleichmäßige Preis im allgemeinen zu einer gleichmäßigen Qualität, wobei jedoch das Verschwinden besonders guter Ware mit viel mehr Wahrscheinlichkeit eintritt als umgekehrt. Günstig auf die Qualität wird ein Kartell nur dann einwirken, wenn, wie dies in Deutschland geschieht, die schlechten Fabriken überwacht werden. Sonst wirkt der Mangel einer Konkurrenz lähmend auf den Wettbewerb in Güte. Es bietet also das Kartell den schlechten Fabriken einen weitgehenden Schutz mit bezug auf Absatzverhältnisse und Preis. Daher kommt es auch, daß das den guten Fabriken zugewiesene Quantum bald erschöpft ist und in allen späteren dringenden Fällen nur minderer Zement zu haben ist. Es ist daher kartellierter Zement mit Vorsicht zu behandeln; wenn sich aber ein Unternehmer „unter Zurückstellung seiner Wünsche“ zu einer ihm fremden Marke entschließt, dann ist wohl doppelte Vorsicht zu empfehlen.

Der Schlußbrief der Zementfabrik enthält eine Klausel, laut welcher sie garantiert, daß der Zement den im Lande üblichen Normen entspricht. Diese Klausel enthebt die Fabrik zwar nicht vollständig der Verantwortung, wenn keine Proben gemacht wurden und der Beweis eines schlechten Betons vorliegt, aber es ist offensichtlich, daß der Fall des Schadenersatzes nur dort klar ist, wo auch die Unzulänglichkeit der Normenproben nachgewiesen werden kann. Dies war in allen mir bekannt gewordenen Fällen nicht möglich, da Proben nicht gemacht worden waren und dieselben ja bekanntlich — so bedauerlich dies ist — nur in den seltensten Fällen ausgeführt werden. Es muß aber auch gesagt werden, daß durch diese Klausel eine Haftpflicht der Fabrik für jene seltenen Grenzfälle ausgeschlossen erscheint, in welchen der Zement die Normen, wenn auch noch so knapp, bestanden hat und trotzdem einen schlechten Beton ergibt. Man darf hierbei nicht übersehen, daß das Handelsgesetz nur Ware mittlerer Güte und Beschaffenheit zu liefern verpflichtet und daß also die Bezeichnung „Prima“ Portlandzement im Sinne des

Gesetzes nur eine Phrase ist und daher für Eisenbeton, wo mittlere Ware nicht genügt, besondere Zusatzbestimmungen von vornherein nötig erscheinen.

Ein weiterer Punkt, der zu beachten ist, kommt im österreichischen Handelsgesetz durch die Vorschrift zum Ausdruck, daß der Käufer die ihm zugesandte Ware, soweit es nach dem ordnungsmäßigen Geschäftsgang tunlich ist, sofort zu untersuchen hat. Es ist jeder Anspruch nach dem Gesetz hinfällig, wenn er dies zu tun unterläßt. Die Frage, ob dies bei Zement möglich ist, wenn, wie das gewöhnlich der Fall ist, der Zement nach seiner Ankunft gleich in Verwendung genommen wird, ist eine strittige. Es kann aber aus diesem Paragraphen die Behauptung abgeleitet werden, daß, wenn der Käufer dies überhaupt, d. h. auch später unterlassen hat, seine Klageberechtigung damit hinfällig wird. Die Sache ist deshalb so kompliziert, weil bei einer unbekannten Marke oft jede Sendung aus einem anderen Silo sein kann. Es nützt daher wenig, Proben mit derselben Marke von vornherein zu machen. Es sind daher so viele Proben nötig, daß man es dem Unternehmer nicht übelnehmen darf, wenn er ganz darauf verzichtet. Dies ist um so bedauerlicher, weil dann derselbe nicht nur der Beurteilung des Zements, sondern auch aller anderen Umstände, die die Güte des Betons ausmachen, verlustig wird. Unter diesen Umständen kann also nur der Fabrikant über die Güte des gelieferten Portlandzements eine verläßliche Auskunft geben. Es kann jedoch kein Mensch von ihm verlangen, daß er in solch einem Falle seine Schuld selbst eingestehen soll. Die über gerichtlichen Auftrag oder freiwillig vorgelegten Probenprotokolle der Zementfabriken haben meines Wissens keinen Anhaltspunkt enthalten, der gegen die Qualität sprechen würde.

Nehmen wir also den Fall an, es sei dem Kläger gelungen, diesen ersten Befestigungsgürtel mittels gleichwertiger Argumente zu nehmen, so hat er weiter den Beweis zu führen, daß

1. kein anderer Grund als der Zement Schuld an dem Fehlschlag getragen hat, was bekanntlich nicht so einfach ist, und

2. daß er die Zementfabrik von den auftretenden Mängeln rechtzeitig verständigt hat. Auch hierüber bestehen gesetzliche Vorschriften, denen aber bei der freien Beweiswürdigung des Richters geringere Bedeutung zukommt. Gefährlich kann die Sache nur insofern werden, wenn der Käufer selbst nach Auftreten von Mängeln diese rechtzeitige Verständigung und die Vornahme von Proben unterlassen hat Hat er auch diesen zweiten Befestigungsgürtel der Zementfabrik trotz Mangels von Proben überwunden, so obliegt es ihm, nun den Beweis zu führen, welche mangelhaften Eigenschaften des Zements den Fehlschlag im Beton herbeigeführt haben, und es ist schließlich noch die Frage zu entscheiden, ob der Schadenersatz in der bloßen Rückvergütung des verbrauchten Zements oder im Ersatz der gesamten Bauauslagen oder auch unter Einbeziehung des entgangenen Verdienstbetrages anzusetzen ist. Es sei erwähnt, daß mir ein einziger krasser Fall bekannt geworden ist, wo der Unternehmer mit seinem Prozesse gegen eine gute Portlandzementfabrik einen nennenswerten Erfolg erzielt hat, und auch da nur durch einen Ausgleich, den ich in erster Linie der Geschicklichkeit seines Vertreters Dr. Harpner und dem Eingreifen der übrigen Unternehmer zuschreibe.

In einem meiner Gutachtertätigkeit unterworfenen Falle haben den Sachverständigen zur Beweissicherung folgende Fragen vorgelegen:

1. ob die Betonarbeit in ihrer ganzen Ausdehnung gleichmäßig vollständig mißlungen ist und

2. ob die Betonarbeit in vollständig ordnungsmäßiger Weise hergestellt wurde.

Bei einer anderen Verhandlung wurden seitens der Zementfabrik Fragen beantragt und vom Gericht gestellt, deren Inhalt sich aus den folgenden Antworten ergibt, die von den Sachverständigen — einem Praktiker und einem Professor — verfaßt wurden, die hier als Beispiel solcher Gutachten Platz finden mögen, weil sie die erwartete Klärung gewöhnlich nicht bringen.

a) Es ist möglich, Zement sofort dahin zu prüfen, ob er den Normen in Ansehung seiner Abbindefähigkeit entspricht, technisch richtig gesagt: die Abbindezeit zu prüfen. Diese Probe wird schon nach einigen Stunden, etwa 4 Stunden, ein Resultat ergeben. Was aber die Erhärtung betrifft, so kann die Probe allerdings sofort eingeleitet werden, jedoch bedarf es zur Feststellung der maßgebenden Ziffer (Druckfestigkeit) eines Zeitraumes von 4 Wochen. Wenn sich aber zeigt, daß der Zement, im Gemenge mit geeignetem Schotter, Sand und Wasser, auf gehörige Weise verarbeitet, sich überhaupt nicht abbindet, so muß sich dies nach wenigen Tagen zeigen. Die Zahl der Tage hängt unter anderem auch von der Temperatur, unter welcher gearbeitet werden kann, ab. Zeitraum bei ungünstigen Verhältnissen höchstens eine Woche. Es ist aber nach unserer Ansicht nicht allgemein gebräuchlich, daß eine solche Untersuchung des Zements vor der Verwendung geschieht.

b) Ein vorsichtiger Geschäftsmann wird es nicht unterlassen, vor der Verwendung den Zement auf seine Abbindefähigkeit zu prüfen, weil das Risiko ein bedeutendes ist. Unerläßlich nach ordnungsgemäßem Geschäftsgange halten wir eine solche Prüfung nicht. Wenn der Unternehmer die Marke, die er bekommt, nicht kennt, ist allerdings eine solche Prüfung nach ordnungsgemäßem Geschäftsgange unerläßlich. Hat er aber schon einmal einen Verdacht gegen diesen Zement ausgesprochen, so wäre es nach ordnungsgemäßem Geschäftsgange nötig gewesen, die Prüfung vorzunehmen.

c) Wenn eine Prüfung überhaupt stattfindet, so ist es nicht üblich, die Probe nur auf Abbindezeit und Erhärtung vorzunehmen, sondern man prüft dann vollständig nach den Normen. Wenn sich schon nach einigen Tagen zeigt, daß die Abbindung und Erhärtung fast mangelt, so sind die anderen Proben überflüssig. Durch Kuchen- und Würfelprobe kann der vollständige Mangel der Abbindefähigkeit und Erhärtung erwiesen werden.

Zur Prüfung der Abbinde- und Erhärtungsfähigkeit sind maschinelle, chemische oder technische Vorkehrungen nicht erforderlich; solche Proben können auf dem Bauplatze vom Polier und qualifizierten Vorarbeitern vorgenommen werden. Zur Durchführung der normenmäßigen Prüfung sind allerdings maschinelle Apparate und technisch gebildete Leute erforderlich. Solche Apparate brauchen die Betonbauunternehmer nicht zu besitzen. In neuerer Zeit werden von den größeren Bauunternehmern und den Behörden solche Apparate angeschafft, um die normenmäßige Prüfung selbst vorzunehmen. Eine solche Normenprüfung wird auch gegen Gebühr für jedermann vorgenommen von hierzu geschaffenen staatlichen und nicht staatlichen Anstalten.

Ob es möglich ist, bei ordnungsmäßigem Geschäftsgange vor der Arbeit Prüfung des Zements vorzunehmen und das Resultat abzuwarten, hängt von den Umständen des Falles ab. Es steht natürlich nichts im Wege, die Prüfung vorzunehmen und durchzuführen und dabei mit der Arbeit fortzufahren. wobei man natürlich ein Risiko übernimmt.

Ein Beispiel eines Einsturzes, herrührend von schlechtem Zement, gibt uns der Einsturz in Haltern in Westfalen[1]), bei welchem Belgischer Zement Verwendung gefunden hat. Ausführlich über die Frage äußert sich Dr. W. Michaelis jun.[2]) in seinem Vortrag: How to prevent failures in reinforced concrete work?

Das Gerücht, daß bei sonstigen Einstürzen schlechter Zement daran schuld gewesen sein soll, ist mir sonst, trotz seinem regelmäßigen Auftauchen, in keinem Fall bestätigt worden. Dieses Gerede hat umsoweniger Wert, als die Zementfabrik so lange keinen Anlaß hat, ihren Kunden, den Unternehmer, in dieser bequemen Ausrede zu stören, als er es nicht versucht, dasselbe beweisen zu wollen.

Der Ruf unseres Portlandzements ist so fest gegründet, daß er durch so etwas nicht geschädigt werden kann.

---

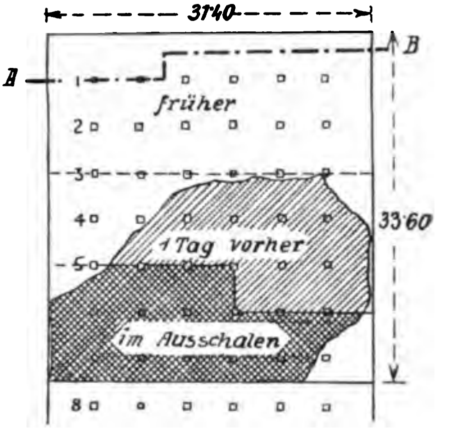
[1]) Siehe „Beton u. Eisen" 1906, Heft XI, Seite 293.

[2]) Siehe Journal Western society of Engineer, August 1907, Seite 455 oder Cement Age 1907, S. 411.

Nicht unerwähnt bleiben soll der Umstand, daß es von Chemikern wiederholt versucht wurde, den Zement, der ohne Kalkstein zu Beton angemacht wurde, auch nachträglich auf seineBestandteile zu untersuchen. Da aber selbst bei einer Untersuchung von noch nicht abgebundenem Zement die chemische Untersuchung viel Vorsicht verlangt, indem oft kleine Abweichungen, ja, oft nur relative Schwankungen weitgehende Folgen haben, so ist von dem Verfahren wenig zu erwarten.

c) Temperatur.

Die Einwirkung der Temperatur kommt in zweifacher Hinsicht in Frage. Einmal bei dem Abbindeprozeß und dann mit Rücksicht auf die Längenänderung des fertigen Betons. In der ersten Frage ist die Hitze eigentlich die gefährlichere, dagegen die Kälte die gefürchtetere, weil sie heimtückisch auftritt. Es ist von jeher bekannt gewesen, daß niedrige Temperatur das Abbinden verzögert. In welchem Maße dies der Fall ist, ist erst in neuester Zeit allgemein bekannt geworden, daß diese Verzögerung dem Beton nicht wesentlich schadet. Besonders verstärkt wird diese Wirkung, wenn der Beton gleichzeitig gerüttelt oder erschüttert wird, wie dies die Versuche mit dem sogenannten



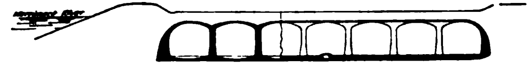


Abb. 75. Filter in Lawrence. Abb. 76.

„Transportbeton" von Magens beweisen. Unter diesen Umständen scheint es erklärlich, warum so viele Einstürze zur Herbstzeit auftreten, wenn der Polier oder Bauführer trotz kalter Nächte die im Sommer bewährten Regeln des Ausschalens aufrecht erhält. Ein Beispiel eines derartigen Unfalls ist der Einsturz der Decke des Filters in Lawrence, Mass.,[1]) von dem die Abb. 75 u. 76 einen Schnitt und Grundriß gibt, unter Einzeichnung des eingestürzten Teiles. Wir entnehmen einem Berichte von Thompson: Die Arbeit wurde im November begonnen und bis spät in den Dezember hinein fortgesetzt. Der Winter des Jahres 1906/07 war ein sehr rauher, so zwar, daß man annehmen darf, daß der Beton den ganzen Winter hindurch in der Nähe der Nulltemperatur verblieb, denn nur wenige Tage zeigten eine Temperatur über Null. Es waren zunächst die aus der Abb. 76 ersichtlichen drei Reihen Gewölbe ausgeschalt worden, und man war im Begriffe, den Rest zu entfernen, als das Dach in der Mitte der vierten Reihe niederbrach und den eingezeichneten Einsturz zur Folge hatte. Der Beton zeigte nach seinem Einsturze eine durchaus weiche Beschaffenheit. Mitschuld an dem Unfall wird der überstürzten Ausschalung gegeben. Bemerkenswert ist außerdem, daß die Filterdecke sorgfältig zugedeckt gehalten war, ein Umstand, der jedoch die Einwirkung der Temperatur von unten nicht gehindert hat, und wie ich glaube annehmen zu dürfen, durch die gleichzeitige Unmöglichkeit des Austrocknens ebenfalls retardierend gewirkt hat. Von Einstürzen, als deren Ursache Frost angegeben wird, sei erwähnt ein Vorfall beim Bau der Heil- und Pflegeanstalt am Steinhof in Wien, Kaiser-Wilhelmstraße in Breslau u. a. m.

[1]) Engineering Record, 27 April 1907, S. 525 und Engineering News, 27. Februar 1908, S. 234.

Vor Gefährlichkeit des Frostes kann nicht genug gewarnt werden. Bei ausreichenden Vorsichtsmaßregeln genügt ein längeres Verbleiben auf Schalung vollständig. (Siehe Handbuch für Eisenbetonbau, Band II, S. 112.) Wirklich gefährlich ist die Verwendung gefrorener Zuschlagstoffe bezw. ein wirkliches Einfrieren des Anmachwassers im Beton. Dann ist es möglich, daß eine als fertig angesehene Betondecke bei Tauwetter oder gar erst bei längerer Erwärmung plötzlich einstürzt, wie dies vorgekommen ist. In Reichenberg[1]) war von der 8 cm-Dachplatte an der Wetterseite des Hauses trotz Zudeckens stellenweise bis die Hälfte durch Frost zerstört. Gewöhnlich leidet nur die Zementhaut. Es hat mir aber gerade jetzt ein Fall vorgelegen, wo freilich unten nicht geheizt wurde und die ganze Decke erfroren ist. Nur an der Oberfläche war stellenweise eine geringe Abbindung eingetreten.

Bezüglich des Einflusses der durch die Temperaturen hervorgerufenen Längenänderungen im Beton schreibt S. J. Rutgers[2]):

„Öfter sind Risse entstanden in Kellerböden, wenn Apparate für Zentralheizung unmittelbar auf den Eisenbetonboden aufgestellt wurden. Die glühende Asche wurde dann entweder direkt auf den Beton oder auch auf eine eiserne Platte, welche auf dem Beton ruhte, gestürzt.

In derartigen Fällen soll immer eine isolierende Luftschicht vorgesehen werden, und der Boden soll an dieser Stelle besondere Eiseneinlagen erhalten.“ [3])

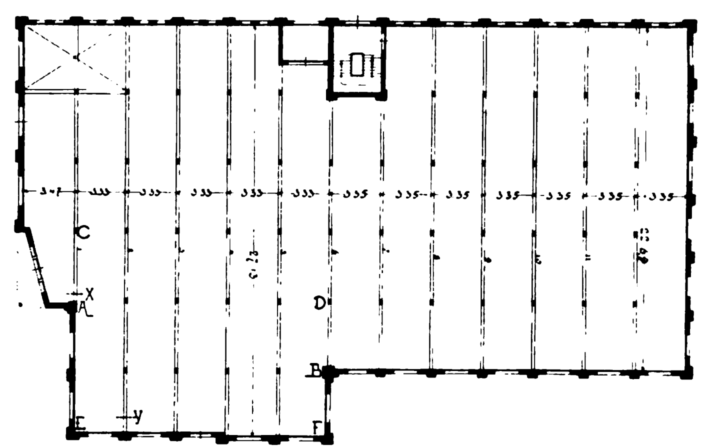
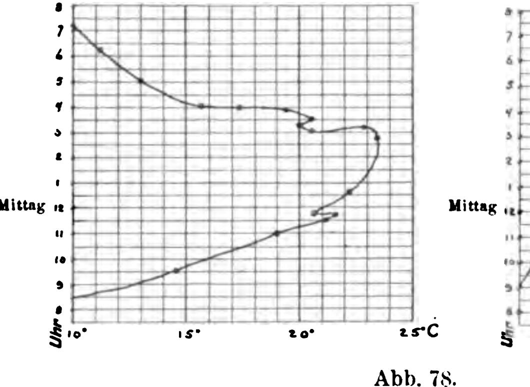


Abb. 77. Fabrikgebäude mit Dach aus Eisenbeton.

Ein Fabrikgebäude mit einem Dach aus Eisenbeton verdient der Erwähnung (Abb. 77). In dem Mauerwerk traten horizontale Risse auf. Auch an einigen Unterzugbalken, die in der Mauer sehr stark verankert waren, konnte man dieselbe Erscheinung beobachten. Erwähnte Risse waren tagsüber deutlich sichtbar, während die sich nachts schlossen.



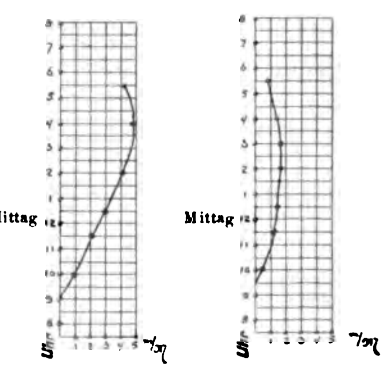


Abb. 78.
Temperaturschwankungen. Bewegung in den Punkten X u. Y.

Dicht bei den Punkten A und B waren die Risse im Mauerwerk am größten. Auch die Unterzugsbalken AC und BD weisen größere Risse auf. Dies erklärt sich

[1]) Beton u. Eisen 1909, Heft VII.
[2]) Unfälle in Holland. Beton u. Eisen 1908, Heft VIII, S. 199 u. 229.
[3]) Der Einfluß der Temperaturen bei einem Eiskeller findet sich dargelegt in „Le béton armé“, Dezember 1898.

daraus, daß sich diese Balken nicht so frei ausdehnen konnten wie die übrigen, da sie sich in den Mauerflächen AE und BF stützten. Bei den Punkten A und B wurde das Mauerwerk gehoben. Um die Größe der Bewegungen festzustellen, wurden in den Punkten X und Y Versuche angestellt.

Gegen die Seitenkanten der Unterzugbalken 1 und 2 wurden Papierstreifen geklebt, gegen welche die Spitze eines Bleistifts gedrückt wurde. Der Bleistift war unabhängig von der betrachteten Eisenbetonkonstruktion aufgestellt worden. Der Temperaturwechsel sowie die Bewegungen der beiden Unterzugbalken wurden regelmäßig registriert und daraus die graphischen Darstellungen der Abb. 78 hergestellt. Daraus geht hervor, daß die größte Formänderung zusammentrifft mit der höchsten Temperaturschwankung. Für Balken I wurde eine Verlängerung von 2 mm und für Balken II eine von 5 mm beobachtet bei einer Temperaturzunahme von 13,5° C. Nachdem das Dach mit einer Schicht Sand und Kies abgedeckt worden war, hörten die Bewegungen auf.



Abb. 79. Reservoir in Madrid.

Der mangelhaften Methode, die auf die Temperaturdehnung gar keine Rücksicht nahm, ist jetzt das andere Extrem gefolgt, indem Vorschriften ohne Rücksicht auf die Dicke des Mauerwerks Temperaturschwankungen von 50° C. und mehr vorschreiben.

Da die Ausdehnungsfähigkeit des Betons nahezu die gleiche ist wie bei Eisen, so sind dementsprechende Dehnungsvorkehrungen am Platze, wo die Form des Bauwerks eine derartige ist, daß ohne dieselben sich das Bauwerk nur durch Brucherscheinungen Luft verschaffen kann. Es gilt dies insbesondere bei langen geraden Bauwerken, bei denen es sich empfiehlt, in Abständen von 25, höchstens jedoch 60 m Abteilungen zu schaffen, die sich selbständig ausdehnen und zusammenziehen können. Bei der Anordnung dieser Abteilungen kommt der Spielraum der Temperatur in Frage, den das gesamte Bauwerk durchzumachen hat. Derselbe ist keinesfalls mit den Lufttemperaturen identisch und kann nur bei ganz kleinen Abmessungen als abhängig vom Mittel der Tagestemperaturen, d. i. in unseren Breiten etwa — 20 bis + 30° C., angesehen werden. Als ein Beispiel derartiger Erscheinungen diene die Abb. 79, wie sie bei den 40 m langen Längsträgern des bereits früher behandelten Reservoirs in Madrid in Erscheinung getreten ist und dort zu einem nachträglichen zweiten Einsturz führte.

Bezüglich der Frage der Einwirkung der Temperaturspannungen auf Gewölbe sei auf die ausführliche Mitteilung über diese Frage in einem Vortrage des Schreibers dieses im österreichischen Ingenieur- und Architektenverein verwiesen.[1]) Die Wahl unrichtiger Abmessungen hat mehrfach zu Zerstörungen bei Bogenbrücken Anlaß gegeben. Dieselben betreffen gewöhnlich die Verbindung der Zwickelmauer bei vollen Bogen mit dem Widerlager, dagegen hat sich die von mir bei der Brücke in Cincinnati[2]) angeordnete kulissenartige Anordnung vollkommen bewährt. Schwieriger ist es, des Unterschiedes Herr zu werden, der zwischen der Ausdehnung des Fahrbahngeländers bezw. der Platte und dem Bogen besteht, und es ist mir ein Fall bekannt, wo bei einer fachwerkartigen Anordnung ein Abreißen im Scheitel eingetreten ist. Es dürften sich dort eine ganze Reihe von Spannungen, herrührend von der Montage und der Volumenänderung des Betons, mit der ungleichmäßigen Erhitzung der beiden Konstruktionsteile vereint haben, von denen die eine den Sonnenstrahlen ausgesetzt ist, während die andere nicht nur im Schatten liegt, sondern auch von unten aus abgekühlt wird.

Ein gleich schwieriges Problem stellt sich uns bei der Herstellung kontinuierlicher Bogen entgegen. Es darf niemand wundernehmen, daß bei der Kühnheit und Neuheit der meisten Ausführungen Hennebiques sich bei einigen derselben, wie z. B. bei der Brücke in Chatellerault, solche Schönheitsfehler eingestellt haben. Es ist immer leichter,

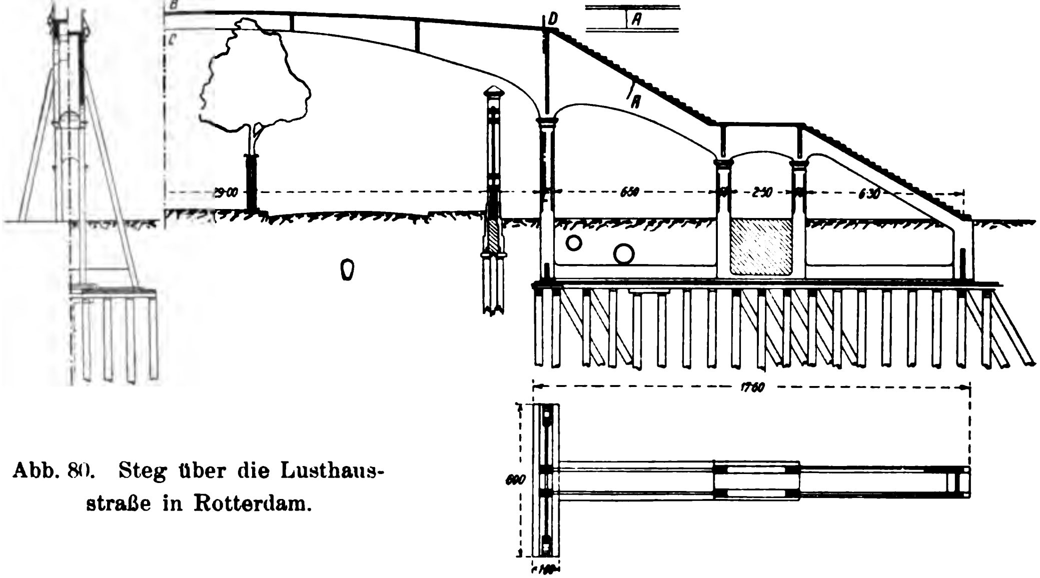


Abb. 80. Steg über die Lusthausstraße in Rotterdam.

Bedenken zu äußern und durch solche oft ungerechtfertigten Weisheiten, die billig sind wie Brombeeren, Ingenieure an der Ausführung großer Ideen zu hindern, als selbst etwas zu leisten. Es haben in dieser Hinsicht ungünstige Gerüchte über den Bauzustand der Brücke in Chatellerault die Runde gemacht. Unter diesen Umständen ist es von Interesse, was Hennebique selbst darüber sagt:[3]) Er stellt zunächst fest, daß an der Brücke keine Sprünge vorhanden sind, die als Ersatz der nicht ausgeführten Gelenke gedeutet werden könnten. Es ist dies wichtig, weil diese Gerüchte zur Begründung der Anschauung herangezogen wurden, daß solche Brücken wegen der Temperaturspannungen nur mit Gelenken ausgeführt werden dürfen. Nach seiner Angabe sind Sprünge nur in der Fahrbahn eingetreten, und zwar an der Verbindung derselben mit

[1]) Zeitschrift des österreich. Ingenieur- und Architektenvereins, Mai 1909, Temperaturspannungen im Eisenbeton.
[2]) Siehe Band II des Handbuches für Eisenbetonbau, S. 231, Abb. 64.
[3]) Le béton armé, Dezember 1904, S. 283.

den Pfeilern, diese Sprünge haben die 12 cm starke Platte durchsetzt und sind auch an manchen Stellen bis in die Rippen eingedrungen.

Wichtig ist dabei, daß das Wasser, welches seinen Weg durch die Sprünge findet, keine Oxydationserscheinungen zeigt. Wir glauben auch hier, wie in dem oben erwähnten Fall, wo das Abreißen am anderen Ende der Fahrbahn am Scheitel eintrat, daß die Sprünge auf Temperaturunterschiede zwischen Bogen und Fahrbahn zurückzuführen sind. Sie sind weder der Tragfähigkeit des einen, noch des anderen Teiles gefährlich geworden und hätten durch die Anordnung einer Dehnungsvorrichtung über den Pfeilern ganz vermieden werden können. Bei einer Länge von 135 m wären die Dehnungsvorrichtungen mehr als gerechtfertigt gewesen.

Als weiteres Beispiel sei hier der Steg über die Lusthausstraße in Rotterdam (Abb. 80) angeführt.[1] Dieser Bau mit seinen kühnen Abmessungen hat ein Cassandraorchester über seine Tragfähigkeit und die Folgen der Temperaturspannungen hervorgerufen. Eine vom Schreiber dieses mit gütiger Hilfe des Herrn Ingenieur Vouter Cool anläßlich dieser Zeilen geführte Untersuchung hat erwiesen, daß an dem Bogen selbst keinerlei abträgliche Erscheinungen zutage getreten sind. Es ist vielmehr nur beim Widerlager an der bei *A* bezeichneten Stelle ein Riß aufgetreten, der insofern von Interesse ist, als er die Richtigkeit der rechnerischen Annahme Hennebiques dartut, die diesen Bau als einen Konsolträger behandelt und dementsprechend bewehrt hat.

d) Verschiedene Ursachen.

Mit den bisher angeführten Hauptursachen, die Anlaß zu einer vom Beton ausgehenden Zerstörung des Bauwerks geben können, sind diese Ursachen nicht erschöpft. Sie hier eingehend zu erörtern, kann nicht Aufgabe dieses Kapitels sein, da schließlich jede Eigenschaft des Betons und jede hierhin gehörige Vorschrift mißbräuchlich angewendet werden kann und zu entsprechenden Folgen Anlaß gibt. Es sei nur noch ein Umstand hervorgehoben, und zwar betrifft dieser die Verbindung von altem und neuem Beton, wie er durch die Arbeitspausen unvermeidlich wird. Der Beton zeigt nach dieser Richtung hin als seine schwächste Stelle die Neigung, sich auch späterhin loszulösen, wie dies bei jedem anderen Mauerwerk in gleicher Weise der Fall ist, mit einziger Ausnahme des Cyklopen-Mauerwerks, das solche Gleichen ganz vermeidet. Man wird also solche Absätze in der Betonierung nur dort herstellen dürfen, wo sie statisch ungefährlich sind, sonst aber sie, sei es durch ihre Form, sei es durch senkrecht hierauf verlaufende Bügel, ungefährlich machen. Man hat durch interessante Versuche festgestellt, daß selbst ganz deutliche Absätze in der Betonierung dem Eisenbetonträger in seiner Tragfähigkeit keinen Abtrag tun, sofern nur eine richtige Anordnung der Armierung mit Bezug auf diese Trennungsflächen vorliegt. Um an einem Beispiel darzulegen, wie dies nicht geschehen soll, sei auf die Abb. 81 verwiesen, die uns eine $1^1/_2$ km lange Wasserleitung in Richmond, Va. darstellt.[2] Dieselbe hatte die Aufgabe, Wasser von den Reinigungsreservoiren zu der Pumpstation

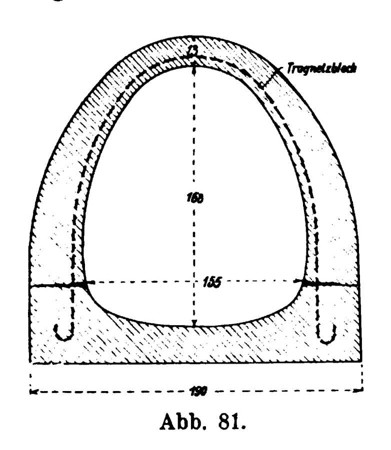


Abb. 81.

[1] Siehe Band III des Handbuches für Eisenbetonbau. S. 475. Abb. 325 u. 326.

[2] Eng. News, 29. Oktober 1908.

unter einem Druck von 0,7 Atm. zu leiten. Sie wurde in zwei Teilen hergestellt und durch Einlage von Streckmetall armiert. Bei der Probefüllung zerriß der Kanal längs der durch die Arbeitsunterbrechung geschaffenen Fuge. Abgesehen davon, daß die Ausnutzung der Zugfestigkeit des Streckmetalls eine ganz besonders gute Ausfüllung der trapezförmigen Einschnitte in demselben erfordert, so war anscheinend die Güte der Herstellung des Betons längs der Trennungsfuge unter dem üblichen Mittel geblieben und war demnach sowohl zur Aufnahme einer Zugspannung, als auch zur Verstärkung des Streckmetalls nicht geeignet. Einen ganz desperaten Fall zeigt Abb. 82,[1]) wo alle Stampfschichten noch sichtbar sind.[2])



Abb. 82.

Die notwendige Arbeitsgleiche zwischen Rippe und Platte hat bei unsachgemäßer Behandlung zu mehrfachen Anständen geführt, die alle auf Unerfahrenheit in der Durchführung zurückzuführen sind, hier also nicht weiter behandelt werden sollen.

Ich möchte hier eines Vorfalles erwähnen, wo, wie allgemein üblich, die Platte früher wie der Balken, aber so zeitlich ausgeschaltet worden ist, daß sie einstürzte, während der Balken stehen blieb. Der Bauführer hatte nichts Eiligeres zu tun, als, um die Sache zu vertuschen, die Platte neu zu betonieren, ohne aber die beim Sturz herausgerissenen Bügel entsprechend herzurichten. Die Folge war, daß beim zweiten Ausschalen das Ganze, das aus zwei Teilen bestand, einstürzte.

e) Nachträgliche Zerstörung.

Schließlich möchte ich noch an dieser Stelle der chemischen Einflüsse auf den Beton gedenken, die diesen nachträglich zu zerstören imstande sind.[3])

Diese Einflüsse sind von mannigfachster Art und haben das Gemeinsame, daß die Art ihrer Wirkung und die Hilfsmittel ihrer Verhütung wenig bekannt sind. Der bekannteste und weittragendste Einfluß dieser Art ist der des Meerwassers auf den Beton. Wie weit die Anschauungen hierüber abweichen, das zeigen die auf dem XI. internationalen Schiffahrtskongreß in St. Petersburg[4]) verlautbarten Meinungen zur Genüge. Der tadellose Bestand einzelner Bauwerke ist ein Beweis, daß diese Schwierigkeit überwunden werden kann, ebenso wie umgekehrt die Zerstörung tadellos hergestellter Bauwerke beweist, daß man sich über die Mittel, wie das zu geschehen hat, nicht vollständig im klaren ist. Da eine Reihe größerer Versuche auf diesem Gebiete in nächster Zeit zu erwarten steht, so sei auf dieselben verwiesen.

In gleicher Weise schädlich sind manche Mineralquellen, sowie Grundwasser aus Moorboden[5]) oder mit in Zersetzung befindlichen organischen Resten.

---

[1]) Tonindustrie-Zeitung 1909, S. 306.

[2]) Siehe auch Am. Soc. C. E. Januar 1909, S. 15, „The bonding of new to old concrete“.

[3]) Eine Zusammenstellung dieser Unfallquelle gibt der Bericht des amerikanischen Eisenbeton-Ausschusses. Am. Soc. C. E. Februar 1909, S. 90, unter 4. „Destructive Agencies“.

[4]) Siehe Bericht von Professor F. W. O. Schulze in Beton u. Eisen 1908/09, Heft XVI, I u. II.

[5]) Siehe Zentralblatt der Bauverwaltung vom 21. November 1908 und die verschiedenen Ausschüsse zum Studium dieser Frage in Deutschland, die aber alle erst ihre Tätigkeit kürzlich begonnen haben.

Die bekanntesten Fälle dieser Art sind die teilweise Zerstörung des Hauptsammelkanals der Stadt Osnabrück, ein Kanalbau in Wien und in Mödling sowie ein Reservoir des Frankfurter Wasserwerks. Hierbei werden die im Wasser gelösten Agenzien entweder den Beton auslaugen oder durch Bildung von Verbindungen mit vermehrtem Volumen ihn zerstören und erweichen. Bezüglich der Einwirkung säurehaltiger Wässer gibt der Vortrag des Wasserwerkdirektors Scheelhase im Deutschen Betonverein 1908 eingehende Auskünfte.

Aus denselben Gründen eignet sich der Beton nicht zu Reservoirwänden für manche Flüssigkeiten und wird deshalb mit den verschiedenartigsten Überzügen verversehen. Siehe hierüber näheres unter Reservoire, Handbuch Band III, 1.

Auch Öl wirkt auf Beton bei ungenügender Oberflächendichtigkeit zerstörend, was bei Maschinenfundamenten zu beachten ist.

Ich möchte hier eines Vorfalles erwähnen, wo aus einem Oberboden, der aus Traversen mit Betonplatzeln bestanden hat, die letzteren herausfielen. Als Ursache hiervon ergab sich der Umstand, daß das Öl der darauf stehenden Maschinen den Beton langsam durchtränkt und zerstört hatte.

Rutgers erwähnt zwei Fälle von Reservoiren, das eine mit einer sauren Flüssigkeit, das andere für Wassergasteer, worin viel Wassergasöl vorhanden war, die außer Gebrauch gesetzt werden mußten. Von Gefäßen, die eines besonderen Schutzes bedürfen, seien die Gärgefäße der Bierbrauereien, die Gerbgruben und die Petroleumreservoire erwähnt.

Schließlich sei mit bezug auf Dunstschläuche und Kamine darauf verwiesen, daß stark säurehaltige Gase den Beton zerstören, daß also bei schwefelreichen Stein- oder Braunkohlen unter gleichzeitiger Abführung von Dampf wegen Bildung von Schwefelsäure eine Ausfütterung nötig erscheint.

IV. Das Eisen.

Der Schutz, den der Zement dem Eisen gewährt, ist natürlicherweise nur dann vorhanden, wenn das Eisen tatsächlich umhüllt und eingeschlossen ist. Ein magerer poröser Beton bietet daher einen unzureichenden Schutz. Zu den seltenen Fällen, in welchen dies außer acht gelassen wird, wäre noch jener zu erwähnen, in welchem beim Beton Zuschlagstoffe verwendet wurden, die diese Eigenschaft des Zementes in Frage stellen. Es berichtet Ingenieur Paul Sée[1]) von einer Fabrikdecke aus I-Trägern Nr. 14 in Abständen von 66 cm, zwischen welchen ein Beton aus Hochofenschlacke eingefüllt wurde. Nach dem Einsturz der Decke fand man die Eisen vollständig verrostet, da die in der Schlacke enthaltenen Chlorsalze die Feuchtigkeit angezogen hatten. Eine ähnliche Mitteilung erhalte ich von der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, die bei Kälte einen Zement mit einem Salzzusatz verwendet hatte. Auch in diesem Falle sind die Eiseneinlagen gerostet und hat die bedeutende Volumenvermehrung den umgebenden Beton gesprengt. Noch gefährlicher als diese Einwirkungen sind die elektrolytischen Erscheinungen.[2])

Nach den letzten Forschungen ist das Rosten des Eisens immer auf elektrolytische Erscheinungen zurückzuführen, die mit den Verunreinigungen zusammenhängen, die wir bei unserem heutigen Eisenmaterial dem reinen Metall zusetzen. Es bedarf also nur einer geringen Nachhilfe in den Begleitumständen, um diese Verhältnisse noch

[1]) Le Ciment, September 1908, „Les acciduils inopinés".

[2]) Siehe Am. Inst. of El. Eng. 1907, Abhandlung von J. C. R. Hayden und A. Knudson; Am. Soc. Test. Mat. 1908. Abhandlungen von A. S. Cushman und Geo. Schuhman; Eng. Record, 20. Februar 1909, S. 222.

zu verschlechtern und sogar die vorteilhaften Wirkungen des das Eisen umgebenden Zementes zunichte zu machen. (Die wichtigste Vorschubleistung besteht in der Leitung eines Stromes oder in der einer Potentialdifferenz, die denselben in dem das Eisen umgebenden Wasser hervorruft.) Eisen ohne Verunreinigungen und ohne die Anwesenheit von Wasserstoff- oder Chlor-Ionen wird gegen Rost vollständig geschützt sein. Am stärksten wirken hierbei Säuren, während Alkalien durch die Anwesenheit von Hydroxilionen diese Wirkung beheben. Die vorteilhafte Wirkung des Betons beruht also in erster Linie durch das Abspalten von Alkalien beim Abbinden des Zementes, eine Wirkung, die bei der Löslichkeit dieser Bestandteile überall dort, wo ein kontinuierlicher Wasserstrom den Beton auslaugt, nicht vorhalten kann, also zu seiner Sicherstellung einen wasserdichten Beton erfordert. Wir sehen diese Erscheinung insbesondere bei Brückenfahrbahnen, die ohne eine wasserdichte Decke hergestellt worden sind, wo also das Regenwasser den Beton mit der Zeit auslaugt und schließlich auch das Eisen zerstört, wie dies an der Untersicht durch die entsprechende Färbung deutlich ersichtlich wird. Alle diese Umstände machen es erklärlich, warum man im Bauwesen so sorgfältig das Eisen von der Berührung mit anderen Metallen fernhält und nur z. B. Zink hiervon ausnimmt, welches durch sein stärkeres Bestreben, in Lösung zu gelangen, das Eisen schützt.

Der Fortschritt des Rostes ist von der steten Erneuerung des Sauerstoffs abhängig, und demnach wird die Rostbildung durch die zugeführte Menge Sauerstoff beschränkt werden können.

Die Frage der Elektrolyse durch vagabundierende Ströme wurde im Zusammenhange mit der Erhaltung der städtischen Wasserleitungen eingehend studiert, und auch hier finden dieselben Gesichtspunkte Beachtung, die besonders dort, wo es sich um Bauten handelt, die sich einer laufenden Kontrolle entziehen, wie z. B. bei Fundamenten, wohl erwogen werden sollten. Es sei hierbei auf die Verhandlungen und die dort veröffentlichten Versuche in der American Society of Elektrical Engineers hingewiesen.

Aus den bekannten Vorkommnissen seien noch einige Nachrichten erwähnt, die auch bei Eisenbeton zu einer Vorsicht nach dieser Richtung hin mahnen. Dies gilt insbesondere bei Fundamenten, sofern das Eisen in denselben nicht nur vorübergehende, sondern eine Bedeutung hat, die für immerwährende Zeit anhalten soll. Dann muß man auch darauf bedacht sein, daß diese Eisen durch keinen der erwähnten Umstände, insbesondere aber nicht durch Einschaltung in einen Stromkreis zerstört werden können. Es wird z. B. berichtet, daß bei Abtragung des Fundamentes eines Hochofens die zur Fundierung benutzten Walzträger 10 vH. ihres Querschnitts verrostet zeigten, leider sind die näheren Umstände nicht bekannt geworden.

Schließlich sei noch auf die Wichtigkeit der richtigen Lage der Eisen im Eisenbeton verwiesen. Eine Verschiebung während des Betonierens kann sowohl ihre statische Wirkung, als auch die Feuersicherheit in Frage stellen. Es sollte daher die Methode eines sorgfältigen vorherigen Abbindens der Eisen oder eine erhöhte Sorgfalt in dieser Hinsicht Platz greifen.

V. Fehler in der Eingerüstung.

Diese Fehler können entweder von vornherein bestehen durch eine schlechte Ausführung der Schalung, sie können auf frühzeitigem Ausschalen beruhen, oder aber nachträglich durch Überlasten oder durch eine sonstige Störung entstehen, als deren schließliche Folge das Bauwerk, sei es sofort oder bei der Probebelastung, einstürzt. Es



Abb. 83 a. Das Bridgeman-Gebäude, Philadelphia.



Abb. 83 b.

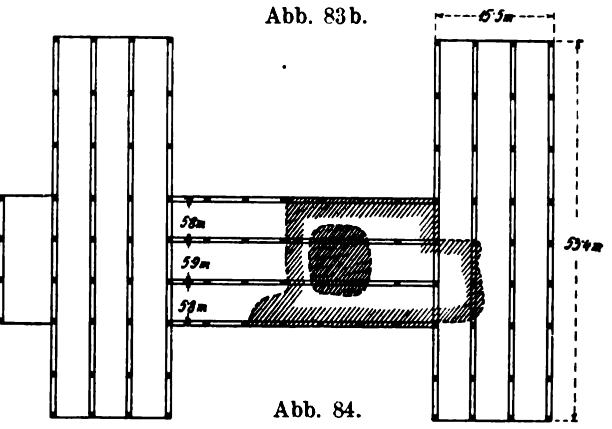


Abb. 84.

ist recht schwer, die einzelnen Fälle scharf auseinanderzuhalten, da alle, bis auf den letzterwähnten, beim Ausschalen in Erscheinung treten.



Abb. 85. Das Bixby-Hotel in Long Beach, Kalifornien.

Am 9. Juli 1907 stürzte ein Teil des in Abb. 83a dargestellten Bridgeman-Gebäudes[1]) in Philadelphia zusammen. Kennzeichnend für dasselbe war eine überaus nachlässige Zimmermannsarbeit. Die leichten Kanthölzer, die bei den Schalungen in Nordamerika üblich sind, sind in diesem Falle besonders zart ausgefallen und häufig genug in höchst unvollkommener Weise gestoßen worden, so daß ihre Tragfähigkeit recht fraglich erscheint. Die Schalungen der Säulen sind oft 15 cm aus der Richtung gewesen; es ist dies allein Grund genug, um den Unfall zu erklären.

Die Abb. 83b zeigt die Einwirkung des Stoßes der fallenden Massen auf die unteren Träger. Wir sehen sie teilweise ganz zerstört, teilweise die Eisen herausgeschält und in den Querträgern noch verankert, und sehen vor uns einen Träger mit einem Scherriß.

Der erste größere Unfall in Amerika, der in der technischen Presse[2]) verzeichnet wird und auf eine mangelhafte Schalung zurückgeführt wurde, ereignete sich 1903 in Milwaukee bei einem Bau von Ransome. Der letztere größere Vorfall dieser Art betrifft das Bixby-Hotel in Long Beach, Kalifornien.[3]) Dasselbe hat einen in Abb. 84 dargestellten H-förmigen Grundriß. Wie aus den beiden Abb. 85 vor und nach der Katastrophe ersichtlich, ist der Mitteltrakt eingestürzt. Auch hier möchte ich mich nicht lange bei der langen Reihe von Fehlern aufhalten, die bei dieser Gelegenheit ans Tageslicht gekommen sind, und will nur als den springenden Punkt folgenden hervorheben. Es wurde ein Stockwerk nachträglich aufgesetzt und die Pfosten des Gerüstes wurden so auf das untere Stockwerk gestellt, daß sie direkt auf die Hohlsteine (Abb. 86), ohne auf ein zwischenliegendes Querbrett zu stehen kamen. Über einen ähnlichen Vorfall berichtet Rutgers in Holland.[4]) Diese und andere Fehler machen es erklärlich, daß das oberste Stockwerk nach zu frühem Ausschalen einstürzte. Der Grund aber, weswegen sich der Stoß so verhängnisvoll auf alle übrigen Stockwerke fortpflanzte, ist darin zu suchen, daß, wie aus der Abb. 87 ersichtlich, das ganze Haus keine richtige Querversteifung besaß. Es war so aufgebaut, daß die Säulen alle nach einer Richtung verbunden

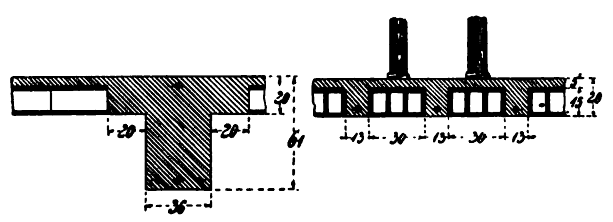


Abb. 86. Unrichtige Aufstellung von Gerüstfüßen.


Abb. 87. Reparierte Säule.

waren, und daß man mit Rücksicht auf die Deckenkonstruktion und Innenarchitektur Querträger anzubringen unterließ. Dieselbe Abbildung zeigt auch eine gewiß seltene Rekonstruktion, wie sie nur im Eisenbeton möglich ist. Die dort ersichtliche Säule war schlecht hergestellt worden; man hat daraufhin die Träger und anschließenden

[1]) Eng. News 1907, S. 69.
[2]) Eng. News April 1903, S. 324.
[3]) The Architect et Engineer of California November 1906; Eng. News 6. u. 20. Dezember 1906, 10. Januar 1907.
[4]) Siehe Beton u. Eisen 1908, Heft IX, S. 230.

Deckenteile unterstützt und aufgekeilt, den Beton der Säule soweit als nötig, das war etwa die obere Hälfte, entfernt und neu eingefüllt. Doch auch die Rekonstruktion scheint keine hinreichend sorgfältige gewesen zu sein, denn man sieht an der Abb. 88 noch deutlich die abweichende Lage des neuen oberen Stückes.

Ein Unglücksfall von ähnlicher Größe hat sich auch in Frankreich in Marquette bei Lille zugetragen.[1]) Man hatte bereits mit der Montage der Maschinen in den unteren Stockwerken begonnen, als der ganze Eisenbetonbau beim Ausrüsten der obersten Stockwerke in sich selbst zusammenstürzte, nur die Umfassungsmauer stehen lassend. Der letztere Umstand wäre bei einer soliden Verbindung des inneren Ausbaues mit den Umfassungswänden unmöglich gewesen. Bei diesem Bau ist eine Überhastung als Unglücksquelle angegeben. Es sei deshalb hervorgehoben, daß eine rasche Herstellung der Güte des Betonbaues nur förderlich ist, und daß selbst die dabei unvermeidlichen Erschütterungen des grünen Betons diesem in gewissen Grenzen zugute kommen und auch bei starker Erschütterung die Güte nur unwesentlich beeinflußt. Die Fehler liegen bei der Überhastung auf anderem Gebiete, auf der Nachlässigkeit, mit der alles, selbst das Wichtigste behandelt wird. Bei Eisenbeton ist dies deshalb so zu fürchten, weil es sich der nachträglichen Kontrolle entzieht.



Abb. 88. Mühle in Marquette bei Lille.

Recht kennzeichnend für manche Mißwirtschaft ist die Beschreibung eines Vorfalles, wie ihn Rutgers in seinem Bericht über Bauunfälle in Holland[2]) anführt.

Von zwei übereinander herzustellenden Eisenbetondecken war die untere Decke bereits fertiggestellt, es waren auch schon die Stützen entfernt. Die Stützen der oberen Decke ruhten nun auf der unteren auf. Man war eben mit dem Einbringen des Betons beschäftigt, als beide Decken einstürzten. Da im Momente des Unfalls keine Augenzeugen vorhanden waren, so konnte man die Ursache nicht mit Sicherheit feststellen.

[1]) Siehe Beton u. Eisen 1908. Heft III, S. 75 sowie „La Dépêche“ in Lille am 22. August u. Folge.

[2]) Siehe Beton u. Eisen 1908, Heft VIII, S. 200.

Es hat sich herausgestellt, daß die Stützen, die teilweise aus zwei Stücken bestanden, wiederholt mangelhaft gelascht waren. Nun besteht die Annahme, daß die Stützen den Erschütterungen des Stampfens nicht standhielten. Auch wurde nachgewiesen, daß eine der Mauern, und zwar in der Höhe der oberen Decke ungefähr 5 cm nach außen gebogen war. Die Auflagerung der Decke war eine ungenügende, und eine Verankerung zwischen Decke und der Mauer war nicht vorhanden. Es ist daher behauptet worden, daß die Decke ihre Stütze auf dem Mauerwerk verloren hat, wodurch der Einsturz erfolgte.

Schließlich wurde festgestellt, daß in der unteren Decke viel weniger Eisen (ungefähr die Hälfte) eingezogen war, als auf dem von der Baupolizei genehmigten Plane angezeigt war, und daß das Eisen auch äußerst unregelmäßig verteilt war. Im Augenblick des Unfalls ruhten die Stützen der oberen Decke direkt auf dem noch ziemlich frischen Beton der unteren (im Winter hergestellten und 10 bis 14 Tage alten), für 250 kg/m² berechneten Decke, ohne daß auf letztere Platten gelegt waren, welche eine bessere Lastverteilung bewirkt hätten. Als die wahrscheinlichere Ursache muß dann auch angenommen werden der Zusammenbruch der unteren Decke, wobei alles, was sich darauf stützte, mitgerissen wurde.

Von weiteren Beispielen des Einsturzes von Betondecken wegen zu frühen Ausschalens sei desjenigen in der Mochowajastraße in St. Petersburg Erwähnung getan, es liegen hierüber zwei Gutachterberichte vor.[1]) Diese sind aber eher geeignet, die Sache zu verdunkeln; kennzeichnend ist, daß auch hier der Unfall sich im Herbst zutrug. Die Tage werden kürzer, die Nächte winterlich; alles eilt, um vor Winteranfang fertig zu werden, und so wird übersehen, daß diese Temperaturen gerade ein langsameres Ausschalen erfordern würden.

In Hamburg stürzte im November 1907 die Decke eines Zimmers des Atlantic-Hotels ein, die aus Versehen zu früh ausgeschalt wurde und im Herabstürzen zwei Stockwerke durchschlug.

Es ist dies einer der wenigen Fälle, über deren prozessuale Behandlung in der Öffentlichkeit ausführlich berichtet wurde.[2])

Die Verantwortung des angeklagten Bauführers bestand darin, daß er die auszurüstenden Decken dem Arbeiter genau angegeben hatte, während dieser die Handbewegung falsch verstanden hat. Der Betonmeister war endlich an einer anderen Stelle des Baues beschäftigt gewesen, die Eingerüstung einer acht Tage alten Decke an einer Stelle im zweiten Stock zu entfernen, wo oberhalb eine neue Decke betoniert wurde. Auch hier muß der Satz in der Verteidigung „infolge des zu erwartenden Frostes wurde mit der Fertigstellung der Arbeit sehr geeilt“, besonders hervorgehoben werden.

Ich möchte nicht unterlassen, aus den mir zugegangenen Antworten auf eine solche zu verweisen, worin mir der betreffende Baurat — ein wahrer weißer Rabe unter seinen Amtskollegen — über zwei Vorfälle dieser Art — Einstürze, herrührend von vorzeitiger Ausschalung — in seinem Bezirk Mitteilung macht.

Kennzeichnend bezüglich der Jahreszeit ist auch ein Bericht aus Kassel:[3]) Decke von 800 m², bis 30. November fertiggestellt, am 13. Dezember — also für die Jahreszeit viel zu früh — ausgeschalt, am 19. Dezember die Hälfte eingestürzt.

---

[1]) Siehe Beton u. Eisen 1904, S. 294. Referat von Shitkewitsch.
[2]) Siehe Beton u. Eisen 1909, Heft V.
[3]) Siehe Beton u. Eisen 1908, Heft II, S. 47.

Als ein Beispiel der Überlastung einer Betondecke, während sie noch auf Schalung steht, ist der Einsturz in Hamburg in der Eiffestraße anzuführen. Dort wurde auf dem Dach in der Nähe des Aufzuges das Schottermaterial gelagert, das man zur Herstellung des Holzzementdaches brauchte. Die Überlastung brachte das ganze Haus ins Wanken und verschuldete den Einsturz der oberen Stockwerke.

Ein Fall zu früher Ausschalung wird uns beim Bau der neuen medizinischen Poliklinik in Berlin und von der Luisenstraße in Düsseldorf gemeldet.



Abb. 89. Magazin in Bern.

Zu schwache Einschalung wird als Ursache beim Einsturz der Preyschen Fabrik in Kiel angegeben u. a. m.

Wir können auch hier über einen Fall berichten, in dem die Eingerüstung richtig geplant war, jedoch nicht plangemäß ausgeführt worden ist. Es handelt sich um einen Neubau in der Hermannstraße in Rixdorf bei Berlin, wo eine Eingerüstung, System Leschinsky, Anwendung fand. Die Gerichtsverhandlung hat erwiesen, daß der Konstrukteur an diesem Unfall keine Schuld trug, und er wurde demnach freigesprochen.

Schließlich sei auch ein ähnlicher Unfall erwähnt, der als Markstein der neuesten Entwicklungsepoche des Eisenbetons, des Rahmenbaues, angeführt werden kann. Die Konstrukteure begannen herauszufinden, welche Vorteile es bietet, Stützen und Träger zu einem statischen Ganzen zu vereinigen und dementsprechend zu bemessen. Bei dem vollständigen Mangel in Versuch und Erfahrung mußte sich die Theorie ihren Weg tastend suchen, nur wurde sie in dem vorliegenden Falle durch eine Reihe von unglücklichen Umständen auf diesen damals noch wenig bekannten Wegen ertappt. Der Unfall ist recht kleinlicher Natur. Von dem sogenannten Dekorationsmagazin (Abb. 89) des Berner Theaters ist ein Teil eingestürzt und zwar ist als Hauptgrund eine unzulängliche Schalung, frühzeitige Belastung und vorzeitige Ausgerüstung angeführt. Auch in diesem Falle haben sich die Schweizer Gerichte ihrer Aufgabe vollständig gewachsen gezeigt und diesen an und für sich unbedeutenden Vorfall mit einer Gründlichkeit und Ausführlichkeit behandelt, die in ihrer Art beispiellos dasteht. Wir verdanken ihrem Eingreifen einen hochinteressanten Bericht der Herren Professor Schüle und Ingenieur Elskes, dem wir nichts Ähnliches bei viel größeren Unfällen an die Seite stellen können. Wir lassen hier den Bericht[1]) der Gutachter im Auszuge folgen:

[1]) Schweizer. Bauzeitung 1906 und Beton u. Eisen 1906, Heft XI, S. 292.

„Trotz der gegenteiligen Vereinbarung wurde die statische Berechnung nicht vorgelegt und somit nicht geprüft, und der Ausführungsplan (in Abb. 90 u. 91 wiedergegeben) des Daches ist bezüglich seiner Anordnung als Konstruktion aus bewehrtem Beton von einem Sachverständigen nie geprüft worden. Dieser Plan weist nun eine Anzahl Änderungen und Mängel auf:

a) Die Höhe der Hauptträger ist gegenüber dem Vorentwurf unnötigerweise um 10 cm vermindert worden; sie betrug in der begutachteten Eingabe vom 25. Februar 1905 75 cm, wurde vom Gutachter, Herrn Bolliger, nicht beanstandet und beträgt laut Ausführungsplan nur noch 65 cm in Trägermitte, d. h. nur 1 : 19 der Lichtweite. Dabei wurde der Abstand der Dachträger voneinander mehr als verdoppelt (4 m bezw. 4,80 m statt 2 m), wodurch einem jeden Träger eine bedeutend schwerere Last zufiel und das Trägerprofil viel unvorteilhafter gestaltet wurde.

Freilich wurden diese abgeänderten, ungünstigeren Verhältnisse in der neuen, bis am 24. August nicht mitgeteilten statischen Berechnung berücksichtigt, jedoch nicht in genügendem Maße; die Eisenstangen der Hauptträger sind annähernd entsprechend verstärkt worden, so daß ihre Beanspruchung, welche im Vorentwurf zu 1,07 t/cm² berechnet wurde, im Ausführungsplan 1,13 t/cm² betrug; aber der auf Druck beanspruchte obere Teil, d. h. die Platte, welche den sogenannten Druckgurt des Trägers bildet und nun viel ungünstiger beansprucht war, blieb sich gleich. Um dies zu begründen, war man genötigt gewesen, in seiner neuen Berechnung eine bedeutend größere Breite Hourdi für jeden Träger mit in Rechnung zu ziehen als zuvor. Diese größere Breite von 4,20 m ist für ein Hourdi von nur 10 cm Dicke als übertrieben zu bezeichnen.

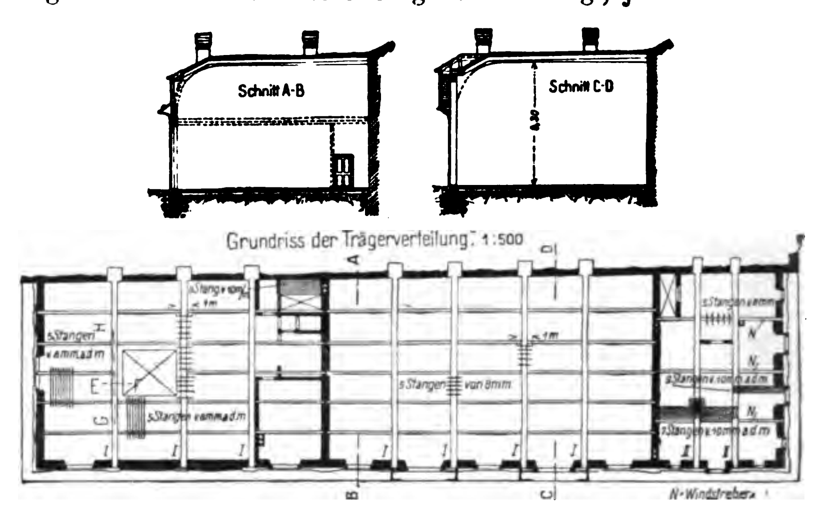


Abb. 90. Theatermagazin in Bern.

Die von dem Schweizerischen Ingenieur- und Architektenverein aufgestellten „provisorischen Normen für Bauten in armiertem Beton“ enthalten keine Bestimmungen hierüber; man nimmt in der Tat gewöhnlich an, daß die ganze Entfernung zweier Träger als Druckgurtbreite gelten darf, daß hingegen bei größerer Entfernung der Hauptträger die Spannungen sich nicht auf die ganze Breite gleichmäßig verteilen, sondern in der Nähe des Trägers ein Maximum betragen und gegen die Mitte der angrenzenden Felder parabolisch abnehmen.

Die in der Platte herrschenden Druckspannungen, von der Belastung und vom Eigengewichte herrührend, konnten aber nur geradlinig fortgepflanzt werden; die Abbiegung der Platte hätte also besondere Vorsichtsmaßregeln gegen ein Aufwärtssprengen der Platte erfordert, ebenso wie die gekrümmten Rundeisen der Armierung selbst durch kleine Bügel im Beton verankert waren (siehe Abb. 91).

b) Derselbe Hourdi weist überdies in 2 m Abstand von der inneren Mauerwand gegen die Nägeligasse den Konstruktionsfehler auf, daß er ziemlich stark abgebogen ist.

Von den zwei durch die Dachform (Dachschweifung) bedingten Kanten war nur die untere mit besonderen Eisenstangen versehen und dadurch gegen Aufbauchungen geschützt, an einer Stelle, 0,54 m vom theoretischen Auflager, wo ohnehin die Beanspruchung der Hourdiplatte sehr klein war; für die obere, weit mehr beanspruchte Kante *D* will man sich auf den benachbarten Nebenbalken (poutrelle) verlassen haben.

Nun aber bildeten drei je 1,70 m breite Dachfenster und zwei je 2,20 m breite, sehr hohe Türen nicht unbedeutende Schwächungen des gedrückten Hourdis, welcher

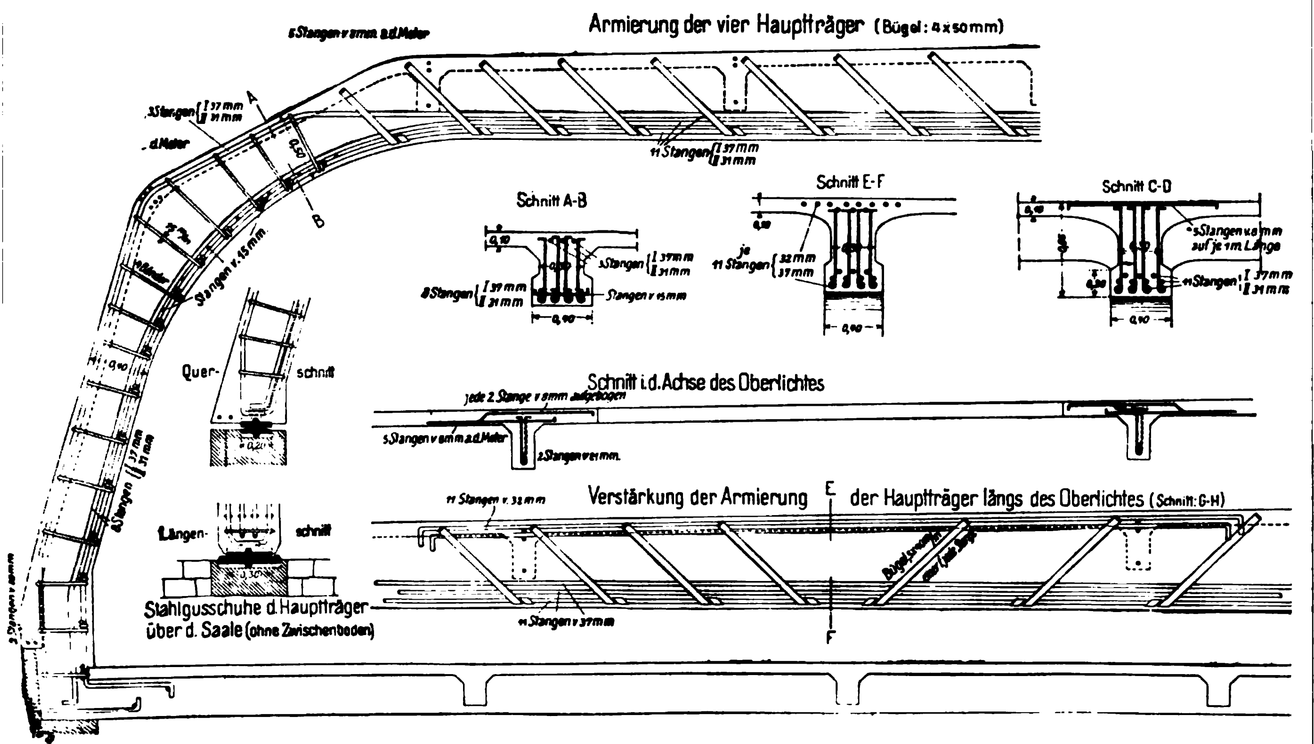


Abb. 91. Einzelheiten zu Abb. 90.

daselbst von den die Türen krönenden Dachaufsätzen abnormal belastet war. Noch ungünstiger wirkten die vielen einbetonierten, von der oberen Kante herunter mit den Hauptträgern gleichlaufenden Latten. Diese Latten beeinträchtigten zweifellos in hohem Maße den Zusammenhang des Hourdis mit der armierten Rippe der Hauptträger, welcher Zusammenhang der statischen Berechnung zugrunde liegt.

Die Ursachen des Einsturzes. Wenn nun nach den entscheidenden Ursachen, nach dem „Wie" und „Warum" gefragt wird, so müssen wir zunächst bemerken, daß die Wahl des armierten Betons im vorliegenden Falle eine richtige war.

Ebenfalls muß konstatiert werden, daß, wenn auch mehrere Fehler begangen wurden, so doch niemand durch bewußte Nichterfüllung seiner Pflicht die Katastrophe veranlaßt hat. Es ist vielmehr einer bedauerlichen Reihe von Mißverständnissen zuzuschreiben, wenn die Fehler der einen nicht rechtzeitig von den anderen entdeckt und behoben oder vermieden wurden.

Zu tadeln ist eben das zu große Vertrauen, welches die zahlreichen an dem Bau beteiligten Techniker zueinander hatten und welches ermöglicht hat, daß ein Plan zur Ausführung gelangte, welcher vom ursprünglich eingereichten, begutachteten, empfohlenen und angenommenen Entwurf in mehrfacher Beziehung abwich und welcher von dem vermeintlichen Sachverständigen nicht einmal gesehen worden war; daß der rechnerische Nachweis der neu gewählten Abmessungen auch nicht eingereicht und geprüft, ja sogar nicht verlangt wurde.

Nach den geschilderten Anordnungen des Bauwerks, nach den kritischen Punkten des Projektes und der Ausführung beurteilt, mag aller Wahrscheinlichkeit nach der Vorgang folgender gewesen sein:

Auf dem vollständigen Gerüst lag ein Gewicht von etwa 64 t, welches vermutlich schon eine kleine Senkung dieses Gerüstes und ein leichtes Ausbauchen der Fassadenmauer nach außen verursacht hatte; in diesem Zustande der vollen Belastung des Daches durch Holzzement, Sand und Kies wurde eine teilweise Ausschalung der Hauptträger vorgenommen, als der Beton nicht genügend erhärtet war. Durch einen Fehler im Projekte war an der oberen Kante des Mansardenprofils die Betonplatte nicht widerstandsfähig und sonst zu schwach dimensioniert. Außerdem war an der betreffenden Stelle die Platte durch nahe beieinander liegende, einbetonierte, hölzerne Latten, welche 4 bis 5 cm tief in die Platte hineinschnitten, noch mehr verschwächt.

Als weiterer unglücklicher Umstand kam die unrichtige Anordnung der Auflager. Vorgesehen war die Übertragung der Last an der Fassadenmauer durch oben 55 cm dicke, am Sockel 65 cm dicke Pfeiler, welche in 20 cm von der Innenfläche belastet werden sollten. Durch Betonieren der Hourdis bis an das Fassadenmauerwerk wurde der größere Teil des Druckes nicht 20 cm, sondern 45 cm von der Innenfläche übertragen, so daß über dem Sockel nur ein Hebelarm von 10 cm für diesen größeren Teil des Druckes gegen Umkippen vorhanden war.

Das Wegnehmen einer Anzahl Sprießen am Nachmittag des 23. August konnte nur durch Lösen der Verbindungen der Sprießen unter sich stattfinden; es blieben somit nur wenige Sprießen unter den Balken IV und III und dieselben hatten eine bedeutend größere Last auszuhalten, als ihrer Knickfestigkeit entsprach; dadurch fand eigentlich ein vollständiges, nicht beabsichtigtes Ausschalen der zu schwachen Konstruktion statt. Unter solchen Umständen war der Einsturz unvermeidlich. Daß derselbe nicht sofort nach dem Entfernen der Sprießen unter dem Balken IV eintrat und daß auch der Balken I nicht mitgerissen wurde, mag seinen Grund darin haben, daß die in der Nähe befindlichen Feuermauern dem Schub gegen die Straße durch Vermittlung des Hourdis einen gewissen Widerstand geleistet haben.

Als unmittelbare Ursachen des Einsturzes sind somit folgende anzuführen:

a) Zu hohe Beanspruchung der Tragkonstruktion, namentlich des Betons in Trägermitte, an der ungenügend versteiften Ecke längs dem oberen Grat des Mansardenprofils und längs dem Anschluß des Hourdis an die Tragrippe der Hauptträger.

b) Unzweckmäßige Anordnung der Auflager auf den Fassadenpfeilern und Verschlimmerung der Auflagerverhältnisse daselbst durch Betonieren der Platte statt auf dem Mauerwerk der Fassade, wodurch eine Verschiebung des Druckmittelpunktes eintrat, welche die Stabilität der Fassade gefährdete.

c) Verschlechterung der Beanspruchungsverhältnisse durch Einbetonieren von Holzlatten in dem sonst schon zu schwachen Hourdi.

d) Mangel an Verständnis beim Ausschalen sowohl wegen der ungenügenden Druckfestigkeit des noch zu frischen Betons, als durch das frühzeitige Aufbringen der ganzen Last der Holzzementbedachung.

e) Zu schwache Gerüstung, welche das Wegnehmen einiger Sprießen ohne gefährliche Überlastung der bleibenden nicht erlaubte.

Als mittelbare Ursachen wären ferner anzuführen:

a) Mangel einer Kontrolle des Ausführungsplanes, welcher von dem Eingabeplan bedeutend abwich.

b) Unterlassung der Einsendung einer statischen Berechnung, welche die Baubehörden auf die veränderten Beanspruchungen und Verhältnisse aufmerksam gemacht hätte.

c) Unterlassung des Verlangens nach einer solchen Berechnung bezw. des Betragens über Prüfung derselben seitens des bauleitenden Architekten.

d) Mangelhafter Verkehr zwischen Projektverfasser und Unternehmung, welcher Verkehr sich dadurch kennzeichnete, daß unvollständige Pläne nicht verstanden wurden und daß für die Sicherheit mißliche Änderungen von der ausführenden Firma gemacht wurden.

e) Fehlen irgendwelcher Vorschriften im Vertrage für die Ausführung des armierten Betons.

gezeichnet: F. Schüle.
E. Elskes."

Da in dem Berichte sich eine Reihe von Möglichkeiten findet, die es dem Urteile des Lesers überlassen, die Hauptschuld zu verteilen, so hat der Konstrukteur des Bauwerks den interessanten Versuch unternommen, nachzuweisen, daß die von ihm gewählten Abmessungen und Anordnungen nicht schuld an dem Unfalle gewesen sein können. Er hat den Rahmen in einer Ausführung in halbem Maßstabe einer Probebelastung unterzogen, und zwar zunächst in Lausanne, und dann hat er denselben Versuch noch einmal in Paris (Abb. 92) durchgeführt, ohne daß diese Versuchsobjekte irgendwelche ungünstigen Erscheinungen gezeigt hätten. Ich habe den Vorfall in dieser Abteilung untergebracht, weil meiner Meinung nach eine unzureichende Schalung die wichtigste Ursache des Unglücksfalls war. Ihre Anordnung und deren Folgen zeigt die Abb. 93, und soll mit dieser Meinung keinesfalls bezweifelt werden, daß die Sachlage durch die vorerwähnten, ausführlich dargestellten Umstände entsprechend verschärft wurde.



Abb. 92. Versuch mit einem Rahmen.

Hier soll die Tatsache verzeichnet werden, daß die gewöhnliche Überwachung eines Eisenbetonbaues sich mit allem beschäftigt, nur nicht mit der Qualität und der Art der Eingerüstung.

Es ist daher nichts Außerordentliches, wenn über den Vorfall des früher erwähnten Bixby-Hotels in Kalifornien mitgeteilt wird, daß der Unternehmer bei der

Herstellung des Dachgeschosses, das ursprünglich nicht vorgesehen war und zu dem Unfalle Anlaß gab, alles alte und gebrochene Holz im ganzen Hause zusammentrug, um aus diesem Schund eine Eingerüstung herzustellen. Es wäre daher am Platze, gewisse Musterzeichnungen von Gerüstungen bekanntzugeben, die dem Unternehmer und dem überwachenden Ingenieur als Vorbild und Maßstab dienen könnten. was gefordert werden soll.

Mit dem Ausschalen eines Eisenbetontragwerks beginnt es seine Wirksamkeit unter den denkbar ungünstigsten Verhältnissen. Wenn es also zunächst auch nur sein Eigengewicht zu tragen hat, so ist doch dieser Moment als einer der wichtigsten Belastungsproben anzusehen und dementsprechende Vorsicht am Platze. Es zeugt von einem grenzenlosen Mangel an Erfahrung, wenn man diesen wichtigsten Akt verantwortungslosen, unverständigen Personen überläßt, oder gar den Zeitpunkt von dem Urteil solcher Leute abhängig macht, denen einzig und allein die Entfernung der Schalhölzer vorschwebt, und die keine Ahnung von den möglichen Folgen ihrer Handlungen haben. Im allgemeinen kann man sagen, daß ein Aufwand hinreichender Vorsicht selbst gegen das Auftreten heimtückischer Fehler schützen kann. Man muß von den nebensächlichen Bestandteilen zu den wichtigen vorgehen und diese wieder umgekehrt mit ihrer statischen Reihenfolge in der Lastübertragung ausschalen, d. i. also innerhalb eines Stockwerks zuerst die Säulen, dann die Traversen und endlich die Querträger, bei fortwährendem Abklopfen und Beobachten der Struktur des Betons sowie daraufhin, ob sich keine Sprünge oder Senkungen zeigen. Bei diesem Verfahren ist ein fehlerhaftes Glied so von guten unterstützt, daß eine Katastrophe ausgeschlossen ist.

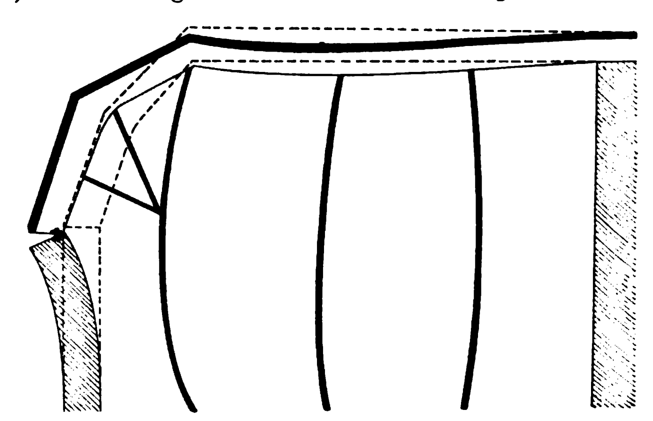


Abb. 93. Die Gerüstung in Bern nach Entfernung mehrerer Steher.

Bei ganz besonderer Vorsicht können auch die ausgeschalten Träger jeweilig neu unterstützt werden, ehe man das Ganze freigibt.

Es empfiehlt sich das überall dort, wenn man mit der Ausschalung eines unteren Stockwerks früh anfängt und so auch dem oberen grünen Teil durch eine Setzung die Unterlagen entziehen könnte. In dem grünen Zustande des Baues kann ein stoßweises plötzliches Ausschalen durch gewaltsames Herausschlagen der Hölzer den Anlaß zum Einsturz geben oder doch den Bau wesentlich schädigen. Weil dies der Moment ist, wo sich alle inneren Fehler zeigen müssen, so ist es einleuchtend, daß bei den meisten Unfällen ein frühzeitiges Ausschalen zum Anstoße eines Einsturzes wird. Daher kommt es, daß dieser Umstand so häufig als Ursache eines Bauunfalles sich angeführt findet.

Hat das Bauwerk den Vorgang des Ausschalens gut überstanden, so muß ihm ein Zeitraum zugebilligt werden, damit der Beton seine volle Festigkeit erlangt; wenn dies geschehen ist, so ist die Zeit für die Probebelastung gekommen. Es seien an dieser Stelle die Einstürze erwähnt, die sich bei Probebelastungen ergeben haben, deren größter sich in Mailand am 17. April 1908 ereignet hat. Vier Probebelastungen waren in den unteren Stockwerken bereits gemacht worden, als bei einem Versuche im

III. Stock nach Aufbringen der Sandsäcke die Platte sich durchbog, auf den II. Stock herabstürzte und so in drei weiteren aufeinanderfolgenden Schlägen das ganze Haus zerstörte.[1]) Trotz der ausdrücklichen Ankündigung[2]) hat man auch über diesen Unfall keine weiteren Einzelheiten vernommen.

Es soll noch ein Fall angeführt werden, über den Rutgers berichtet: Eine Deckenkonstruktion, deren Träger eine Spannweite von ungefähr 7 m hatten, war für eine Belastung von 1000 kg/m² berechnet. Bei einer Probebelastung von 500 kg/m² zeigte sich eine Durchbiegung von 48 mm, und es bildete sich ein derartiger Riß, daß die Belastung eingestellt werden mußte, um ein vollkommenes Einstürzen zu verhüten. Die Decken wurden nun abgetragen und durch neue ersetzt, wobei deren Abmessungen vergrößert wurden. Der Unfall muß in erster Linie dem ungenügenden Entwurf zugeschrieben werden, und auch die Ausführung ließ viel zu wünschen übrig, bei der auch die fachmännische Leitung fehlte. So betrug die Auflagerung der Tragebalken auf das Mauerwerk nur 5 cm.

Es kann dies immerhin als ein Beweis gelten, daß Probebelastungen doch nicht so nutzlos sind, wie man sie häufig hingestellt findet. Es mag aber gern zugestanden werden, daß dieselbe Bruchlast, die in den angeführten Fällen zur Zerstörung des Baues geführt hat, bei einer tadellosen Ausführung einen recht harmlosen Eindruck macht.[3]) Dies sollte aber nicht den überwachenden Beamten in seinem Rechte verkümmern, daß er, wo Zweifel über die Tragfähigkeit eines Bauwerks bestehen, zu einer entscheidenden Belastungsprobe zu greifen berechtigt bleiben muß. Es gibt wohl auch Bauausführungen, bei denen die Androhung einer Probebelastung genügt, wie z. B. in Corning N.-Y., wo 1904 der 2. und 3. Stock einige Zeit nach der Ausschalung eingestürzt ist.[4]) Anderseits aber wäre hervorzuheben, daß Belastungsproben überall dort zu unterlassen wären, wo zu einer Bemängelung kein Grund vorhanden ist. Man sollte solche Proben nicht bloß schablonenmäßig anstellen, wo sie dann eine bloße Zeit- und Geldverschwendung darstellen.

VI. Bleibende Durchbiegungen.

Viele Vorschriften und Bedingungen enthalten die Forderung, daß die Tragwerke keine Risse oder bleibende Durchbiegungen zeigen dürfen. Beides ist aber unvermeidlich, letzteres sogar die Regel. Es ist nur nicht möglich, die Größe dieser bleibenden Durchbiegungen derart zu bestimmen, daß man genau eine Grenze angibt, bis zu welcher sie nicht schädlich sind.

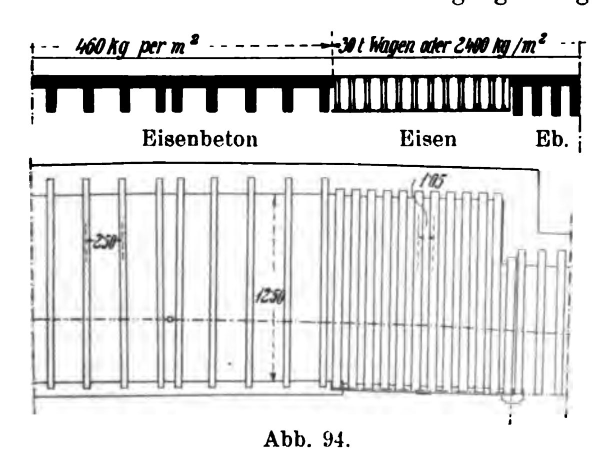


Abb. 94.

Einigen Aufschluß geben uns hierüber die Versuche von Prof. Schüle. Auf Grund dieser, sowie meiner bisherigen Erfahrungen bei Probebelastungen habe ich mir eine ungefähre Regel gebildet, die mir einen Maßstab dafür bietet, unter welchen Verhältnissen ich die obige Forderung als erfüllt ansehen kann.[5])

1) Beton u. Eisen 1908, Heft VII, S. 181 und Il Cemento, Mai 1908.
2) Beton u. Eisen 1908, Heft IX. S. 231.
3) Siehe hierüber die Ausführungen Graf in Beton u. Eisen 1909, Heft V, S. 130.
4) Eng. News 7. u. 28. Januar 1904.
5) Beton u. Eisen 1904. S. 196, Tafel XIII.

In dieser delikaten, bisher ganz dem Gefühl anheimstehenden Frage kann ich mich neuerdings auf eine Mitteilung von Prof. Schüle berufen,[1]) die mit meinen Anschauungen vollständig identisch ist und die den fünften Teil der gesamten Durchbiegungen als die gewöhnliche Größe der bleibenden Durchbiegungen bezeichnet. Es ist ohne Zweifel, daß darüber hinausgehende bleibende Durchbiegungen ein Zeichen einer mangelhaften Anordnung sind, es bedarf wenigstens einer eingehenden Untersuchung, um festzustellen, woher dieselben rühren und ob sie gefährlich sind.

In dem folgenden Beispiel (Abb. 94) kann es nicht als erwiesen angesehen werden, ob das ganze Durchhängen als bleibende Durchbiegung anzusehen ist. Vergleichsweise ist die durch ein Nivellement festgestellte Durchbiegung der nebenan verlegten, wesentlich stärkeren Eisenträger in Abb. 95 angegeben. Es ist immerhin möglich, daß man von der nachgewiesenen Größe des Durchhängens einen Teil abzuziehen hat, der von der Senkung der Schalung während des Betonierens herrührt. Es verbleiben dann etwa 4 cm oder dreimal so viel, als bei einer Probebelastung zulässig wäre. Ferner ist nicht ausgeschlossen, daß die Größe teilweise auch von einer Verdrehung der Widerlagsmauern herrührt.

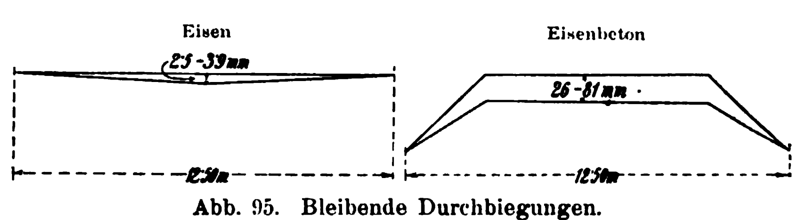


Abb. 95. Bleibende Durchbiegungen.

Der Bau stammt aus dem Jahre 1901/1902, das ist aus den Anfängen eines rationellen Eisenbetonbaues. Die Nivellements wurden von mir vier Jahre später, nachdem die Konstruktion schon zwei Jahre in Benutzung stand, vorgenommen.

In welchem Maße die damals gegebene Bewehrung der Träger von unserem heutigen Standpunkt aus fehlerhaft war, zeigt die Abb. 96. Die Rechnung war auf

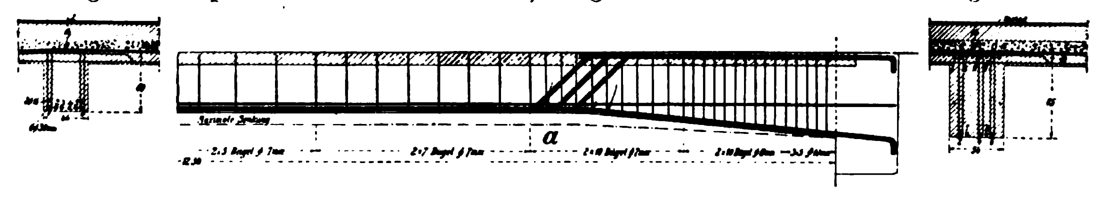


Abb. 96. Gesprungene Träger.

Grund vollständiger Einspannung durchgeführt, der Balken war also viel zu schwach und hält nur dank der Annahme übertriebener Nutzlasten, trotzdem ist er an den mit *a* bezeichneten Stellen mehrfach gesprungen, als Zeichen der Überbeanspruchung auf Haftspannung. Kennzeichnend für die ganze Anordnung nach der damaligen besten Methode ist die reichliche Anwendung der sogenannten Zulageisen. Dieselben traten natürlich erst dann in Wirksamkeit, als die Haupteisen etwas herausgezogen wurden, und dabei ist immerhin die richtige Anordnung der abgebogenen Eisen und Bügel zu loben. Das Beispiel ist hier angeführt, weil sich ein derartiger Fehler deutlich bei einer Probebelastung durch die dort auftretenden bleibenden Durchbiegungen und Risse bei *a* kennzeichnen muß. Die Beunruhigung und Ungewißheit über die Wirkung von Erschütterungen und wiederholte Belastungen[2]) hat sich erst gelegt, als durch die neuesten Versuche von Prof. H. C. Berry[3]) nachgewiesen wurde, daß gerade die ersten

[1]) Heft XIII der Mitteilungen der eidg. Versuchsanstalt in Zürich.
[2]) The Fatigue of Concrete von Prof. J. van Ornum. Am. Soc. C. E., Dezember 1906, oder Eng. Record, 12. Januar 1907.
[3]) Siehe Beton u. Eisen 1909, Heft IV, S. 84 oder Cement Age. September 1908, S. 162 u. f.

Belastungen, sofern sie in zulässigen Grenzen bleiben, die größten bleibenden Änderungen hervorbringen, daß sie aber an der Tragfähigkeit auch bei unzähliger Wiederholung so gut wie gar nichts ändern.[1])

Rekonstruktionen.

Der Umbau schlechter oder fehlerhafter Eisenbetonbauten ist eine der schwierigsten und heikelsten Aufgaben des Ingenieurs. Die Ausführung ist an und für sich und wegen der nötigen Sorgfalt gewöhnlich so kostspielig, daß ein Niederreißen und Neuaufbau oft genug als billiger empfohlen werden kann. Dabei hängt der Erfolg in solchem Maße von der Sorgfalt der Durchführung ab, daß der entwerfende Ingenieur in den meisten Fällen keine Gewähr für die Unfehlbarkeit seiner Pläne übernehmen kann. Es ist daher auch nötig, *jedesmal den rekonstruierten Eisenbeton daraufhin in allen Teilen zu überprüfen.* Es bleibt also ein Umbau selbst für eine erfahrene Unternehmung nur ein Geschäft mit zweifelhaftem Ausgang, so daß es begreiflich ist, wenn sie als erfahrene Geschäftsleute einen vollständigen Neubau selbst dann vorziehen wird, wenn er kostspielig ist. Solche Rekonstruktionen kommen daher höchst selten vor, und die erwähnten Nachteile beziehen sich auch auf jene Fälle, in denen kein Verschulden des Bauunternehmers vorliegt, wo also insbesondere der Bauherr, sei es während des Baues, sei es nachträglich, Änderungen beabsichtigt. Die Schwierigkeit, die allein mit einer geringen Änderung der Nutzlasten verbunden ist, hat zum Beispiel die Architekten Sachs u. Pohlmann beim Bau von Geschäftshäusern in Hamburg veranlaßt, von vornherein der Rechnung jene Benutzung zugrunde zu legen, die für den besonderen Fall die schwersten Lasten ergibt. Es ist in solchen Fällen nicht selten, daß die fehlende Tragfähigkeit durch Einziehen von Eisenträgern ergänzt wird, wie überhaupt die Verwendung des reinen Eisenbaues als Rekonstruktionsmittel in allen schwierigen Fällen Anwendung findet. In der Folge seien einige Beispiele von Umbauten in Eisenbeton angeführt:



Abb. 97a. Ummantelung der Säule einer Appreturanstalt in Friedland.

a) Säulen.

Wir haben bereits in Abb. 87 den Fall erwähnt, in welchem eine ganze Säule in einem fertigen Gebäude herausgenommen und neu betoniert wurde.

Bei der nötigen Sorgfalt der Durchführung ist dagegen ebenso wenig etwas einzuwenden, wie gegen die nachträgliche Ausbesserung in der Säule entstandener Hohlräume (Abb. 66), obwohl eine derartig nachträglich geflickte Säule einer tadellosen Herstellung an Güte nicht ganz gleichkommen kann.

Bei Anordnung von Dehnungsfugen in Dächern kommt es häufig vor, daß sich die Bewegungen in denselben durch ein Spalten der darunter befindlichen Säulen bemerkbar machen, wenn zu diesem Zwecke nicht von vornherein eine Fuge angeordnet wurde. Dieser unregelmäßige Riß kann unter Umständen gefährlich werden. Er muß also geschlossen werden, und hier wie in dem vorerwähnten Falle ist es am besten, den Anschluß des neuen Betons an den alten durch eine Umschnürung der Säule zu sichern.

[1]) Siehe auch Eng. News, 25. Mai 1905, über Beobachtungen bei Spinnereien.

Ich hatte wiederholt Gelegenheit, gußeiserne Säulen durch Einbetonierung ihres Hohlraums zu verstärken. Den umgekehrten Fall beschreibt Herr Roth in Neu-Gerstdorf beim Zubau einer Appreturanstalt in Friedland.[1])

Abb. 97 zeigt, daß hierbei die Verstärkung durch Ummantelung der Säule erzielt wurde. (Siehe auch Abb. 99.)



Abb. 97b.

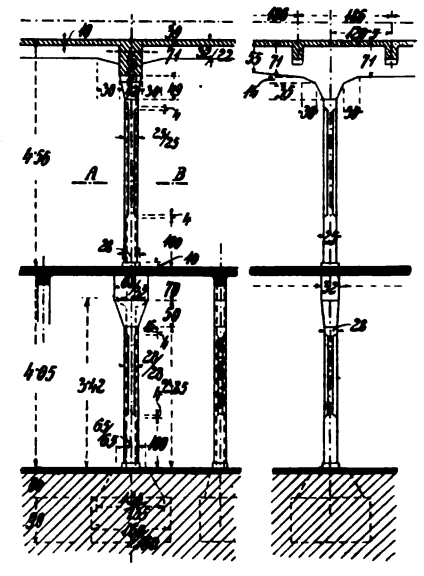


Abb. 97c.

b) Träger.

Im Anschluß an das Vorgesagte führen wir die von demselben Verfasser vorgeführte Rekonstruktion in Friedland an, wobei die Verwendung von Eisenbeton durch den Gebrauch fertiger Träger möglich wurde, ohne den Betrieb zu stören (Abb. 98).

Ein Beispiel einer Unterfangung mit Eisenbetonträgern zeigt die Abb. 99. Von den zwei angeführten Varianten wurde die mit *a* bezeichnete ausgeführt. Es handelt sich

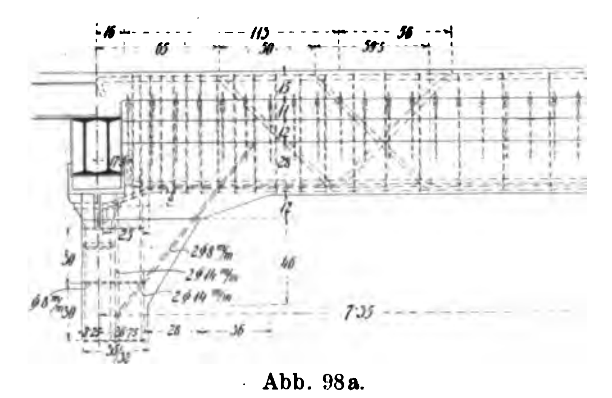


Abb. 98a.

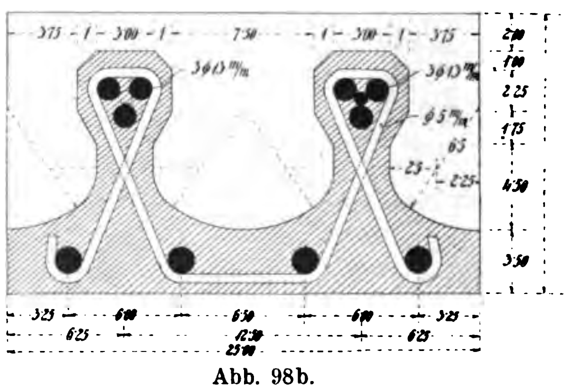


Abb. 98b.

dabei um die Rekonstruktion eines eigentümlich geformten Trägers, mit dem der Konstrukteur gewissen Anforderungen der Fabrikation entsprechen mußte und es unter diesen Umständen bequem fand, das Moment in der Mitte mit $\frac{q\,l^2}{24}$ anzunehmen. Leider

[1]) Beton u. Eisen 1918, Heft XIV, S. 332.

hat diese Annahme der Probe auf die wirkliche Belastung nicht stand gehalten, sondern sich durch Rißbildung bereits vorher bei dem darüber befindlichen Behälter unangenehm bemerkbar gemacht.[1])

Eine Unterfangung mit Eisenbetonträgern zeigt das gerissene Silo (Abb. 93)

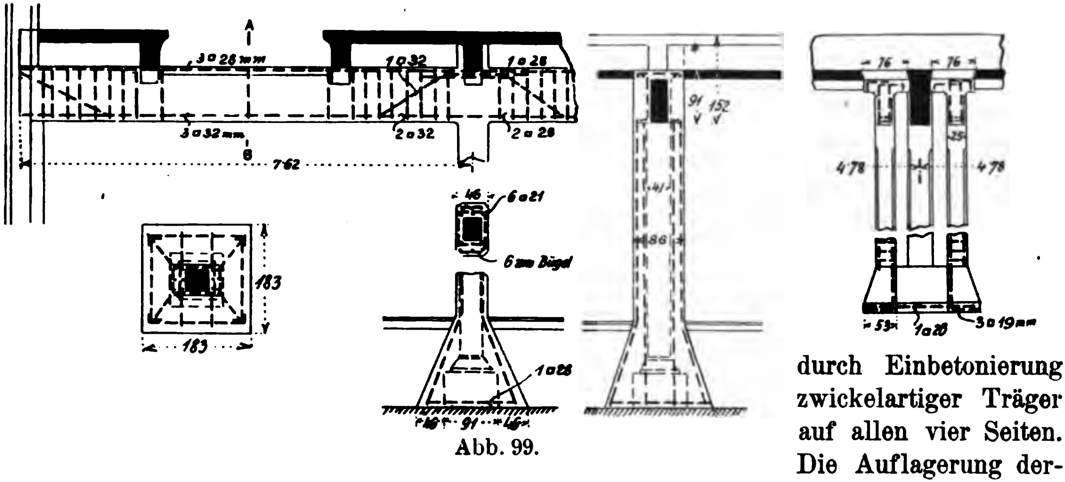


Abb. 99.

durch Einbetonierung zwickelartiger Träger auf allen vier Seiten. Die Auflagerung derselben und eines Korbes von Flacheisen um das Silo wurde durch Einstemmen und Durchführen der Eisen an den Auflagersäulen erzielt. Die Rekonstruktion in diesem Fall trug nur den Charakter einer Rückversicherung, um die Setzungen hintanzuhalten.

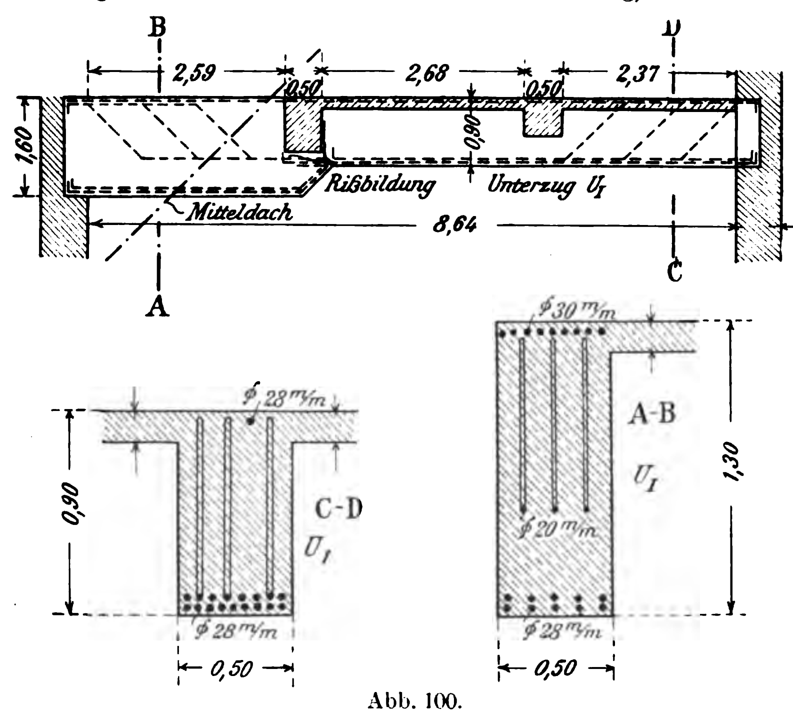


Abb. 100.

Den seltenen Fall der Rekonstruktion eines Zuggurtes zweier Balken behandelt Prof. S. Müller[2]) wie folgt:

Abb. 100 zeigt einen Eisenbetonbalken von 8,64 m lichter Weite zwischen den stützenden Mauerwänden. Die ungewöhnliche Form des Balkens war durch eine besondere Ausbildung der Deckenkonstruktion entstanden. Nach der Abbildung schneidet an der einen Ecke ein schräges Dachoberlicht ein, so daß in dem vorderen Stücke von 2,59 m auf der einen Seite der Rippe keine Deckenplatte vorhanden ist. Nach den Eisenbetonvorschriften vom Jahre 1904 konnte

[1]) Eng. News vom 5. November 1908.
[2]) Armierter Beton, März 1908.

in dieser Vorderstrecke auf eine Mitwirkung der einseitigen Deckenplatte nicht gerechnet werden, und so ergab sich die Notwendigkeit, den Eisenbetonunterzug auf der Endstrecke bis zum abschließenden Randträger der Decke wesentlich höher auszugestalten. Durch die Einteilung der Deckenbalken, vornehmlich aber durch eine auf den Balken abgestützte Mauer ergab sich eine Belastung, die gerade unter dem Knicke das Maximalmoment hervorrief. Wie die Querschnitte der beiden Balken zeigen, springt die Balkenhöhe des Unterzuges von 0,90 m auf 1,30 m. Das Maximalmoment des Trägers belief sich etwa auf 8 400 000 kgcm und erforderte bei der niedrigen Höhe einen Eisenquerschnitt von rund 105 cm², während bei der Höhe von 1,30 m in dem Vorderstück nur ein Querschnitt von 62 cm² notwendig wurde. Die Querschnittzeichnungen ergeben die wirkliche Anordnung der Eisen im langen und kurzen Teile der besprochenen Balken.

Durch ein unverschuldetes Mißverständnis, wie es trotz aller Sorgfalt bei jedem Bau vorkommen kann, wurden unter einer großen Reihe richtig durchgebildeter und richtig ausgeführter Unterzüge gerade in diesen beiden Balken bei der Ausführung die Eisen so eingelegt, wie es die Abb. 100 zeigt. Der Hauptteil der Eisen aus dem langen Stücke war mit ungenügender Haftlänge geradlinig weitergeführt, und nur einzelne Eisen liefen schräg in den Übergang hinein. Die Mehrzahl der Eisen aus dem hohen Vorderstück war an der einspringenden Ecke nach innen zurückgezogen.

Beide Träger wurden mit bestem Beton sachgemäß gestampft; sie waren bereits mehr als sechs Wochen erhärtet, als mit der Ausschalung begonnen wurde. Gleich beim Entfernen der ersten Stützen wurde von dem aufmerksamen Ausrüstungspolier die Rißbildung, wie sie die Abbildungen zeigen, bemerkt. Die sofort angestellte Untersuchung ergab das vorerwähnte Mißverständnis.

In diesem Zeitpunkt wurde Prof. S. Müller, der bisher mit diesem Bau nichts zu tun hatte, die Angelegenheit vorgelegt. Über die Ursachen war nach Feststellung des Tatbestandes natürlich kein Zweifel möglich; der Unfall gibt ein klares Beispiel für die ungenügende Überführung der Zuggurtung an Knickpunkten.

Wie vorhin erwähnt, war die Ausschalung mit solcher Sorgfalt begonnen worden, daß außer den genannten Rissen die Eisenbetonträger, wie die Untersuchung ergab, an keiner Stelle gelitten hatten. Beide Träger zeigten erhebliche Gewichte; so hatte allein die Rippe beim Träger ein Gewicht von 9 t. Die aufgesetzten Lasten ergaben etwa die Hälfte dieser Werte als Zusatzgewicht.

Die gestellte Aufgabe, beide Unterzüge wieder in vollem Maße tragfähig zu machen, bot ungewöhnliche Schwierigkeiten. Zunächst war es ausgeschlossen, eine mittlere Unterstützung für die Träger anzuordnen oder unter die Träger schwere eiserne Kastenträger zu legen und auf diese die Eisenbetonbalken aufzusetzen; durch solche Maßnahmen hätte die Ausnutzung der Räume in unzulänglicher Weise gelitten. Leider war es ebenso wenig möglich, die Eisenbetonunterzüge durch eine danebengelegte Konstruktion zu verstärken. Im vorliegenden Falle war dieser Ausweg unmöglich, da der Vorderpfeiler nur die Breite der Rippe zeigte und keine Verstärkungsvorlagen danebengelegt werden konnten. Ein letzter Ausweg wäre die vollständige Entfernung und Neuanfertigung der Unterzüge mit den anschließenden Platten und Deckenträgern

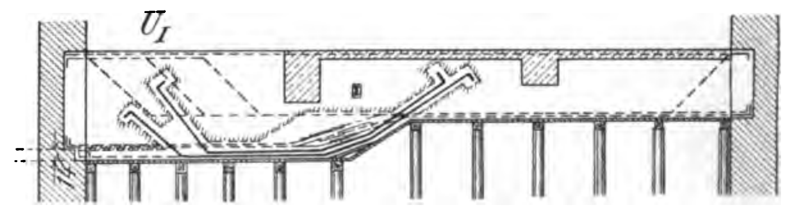


Abb. 101. Rekonstruktion der Abb. 100 von Prof. S. Müller.

gewesen. Aber abgesehen von den bedeutenden wirtschaftlichen Unkosten hätte dieses Verfahren durch den großen Verlust an Zeit und die Stockung des Weiterbaues wesentliche Nachteile mit sich gebracht. Unter diesen Umständen kam der Verfasser auf Grund eines früheren ähnlichen Versuchs für die Wiederherstellung der beiden Träger zu den Lösungen, die die Abb. 101 zeigen. Das Verfahren beruht in der Hauptsache auf dem Gedanken, in dem einspringenden Knickpunkte die geneigten Zugeisen mit voller Haftlänge geradlinig beiderseits in den Betonkörper hineinzuführen. Die Schlitze, welche für das einzuführende neue Eisen in der erhärteten Betonrippe geschaffen werden mußten, wurden an ihren Enden hakenförmig ausgebildet, um so für den frischen Beton und für die neu eingelegten Eisen eine gute Endbefestigung zu schaffen. Da die vorhandenen Eisen auf der kurzen Vorderstrecke nur wenig mitwirken konnten, mußten die neuen Eisen auch in dem Vorderstück hakenförmig nach oben durch einen langen Schlitz in den Betonkörper eingeführt werden. Im übrigen gibt die Abb. 101 im Vergleiche mit dem ursprünglichen Zustande (Abb. 100) die Umformungen wieder, welche mit dem vorhandenen Eisen vorgenommen wurden.

Wie wohl verständlich, lag die Hauptschwierigkeit dieser Lösung in der Ausführung. Daher wurde die ganze Arbeit nur einigen wenigen zuverlässigen und besonders geschickten Arbeitern anvertraut, überdies unter dauernder Anwesenheit eines verantwortlichen Ingenieurs.

Zunächst wurden die Balken ebenso wie die anschließenden Deckenträger und die Deckenplatten sorgfältig unterstützt. Alsdann mußten die Schlitze in den Balken herausgestemmt, dabei auch die den Rissen benachbarten Teile mit herausgenommen werden. Die Oberfläche der ausgestemmten Teile wurde möglichst rauh belassen. Alle neuen Einlagen wurden nun in die Schlitze genau eingepaßt und durch die vorhandenen Eisen hindurchgesteckt. Letztere mußten bei dem Träger zum Teil gerade gerichtet und hakenförmig von beiden Seiten ineinander eingelegt, die Verbindungsstellen außerdem durch Stahldraht gesichert werden. Nach dem Einlegen der Eisen wurden sämtliche Innenflächen der Schlitze, wie auch die Eisen selbst, sorgfältig mehrere Male durch Stahlbürsten vom Staube gereinigt und dabei die Oberflächen aufgerauht. Alsdann kam es darauf an, den alten erhärteten Betonköper durch fortgesetztes Nässen bis ins Innere hinein zu durchfeuchten. Nachdem schließlich die gesamte Schlitzfläche auf der einen Seite eingeschalt war, wurde von der anderen Seite Beton in geringen Mengen eingebracht und mit besonders hergestellten kleinen Stampfern so dicht wie möglich gestampft; die Schüttmasse wurde feuchter als sonst gehalten. Es möge noch erwähnt werden, daß einzelne Eisen unmittelbar unter das Auflager ins Mauerwerk 10 cm eingezogen werden konnten.

Die Ausschalung der wiederhergestellten Träger erfolgte nach sechs Wochen; die Seitenwände waren bereits acht Tage nach dem Stampfen entfernt worden. Während der Erhärtungszeit wurden die Balken dauernd genäßt.

Die Ausschalung der fertigen Träger erfolgte mit besonderen Vorsichtsmaßregeln unter Beobachtung der Durchbiegungserscheinungen. Bei beiden Trägern war das Resultat in jeder Beziehung ein zufriedenstellendes, die Durchbiegung kaum meßbar. Risse, selbst feine Haarrisse, ließen sich nirgends feststellen. Im gleichen Maße waren die Resultate bei der späteren Probebelastung günstig. Jedoch mag erwähnt werden, daß beide Träger so gut wie keine Nutzlasten zu tragen haben und ihre Hauptlast aus dem Gewichte einer aufruhenden Mauer erhalten. Monatelange Beobachtungen im Betriebe, auch nach Einwirkung verschiedener Temperaturänderungen, haben gleich günstige Ergebnisse gezeigt.

Von den mannigfachen Gründen, die zu Rekonstruktionen des Balkens führen, nimmt eine unzureichende Haftfestigkeit die erste Stelle ein. Sie tritt natürlicherweise dort am deutlichsten hervor, wo durch den Mangel an Bügeln der Sicherheit nach dieser

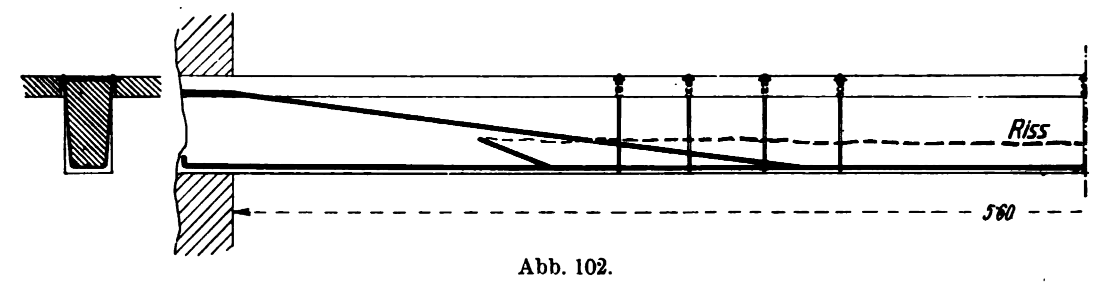


Abb. 102.

Richtung jeder Boden entzogen ist. Ich führe aus meiner Praxis einen Fall an, wo die Anordnung der drei Eisen die in der Abb. 102 gezeigte war. Diese Anordnung erwies sich nur dort als unzulänglich, wo durch Gebrauch lehmhaltiger Zuschlagstoffe die Scherfestigkeit des Betons herabgesetzt war. Es entstand dann in der Mitte der Höhe des Trägers, und ausgehend von dem abgebogenen Eisen, ein horizontaler Riß, der durch das Eigengewicht des unteren Teiles sich zu einem klaffenden Spalt vergrößerte. Der Fehler lag einerseits darin, daß das dritte kurze Eisen nicht im Obergurt verankert war und zur Mitwirkung auf Haftspannung angewiesen blieb und eine unzureichende Zahl von Bügeln da war, um diese entsprechend zu erhöhen. Es lag nun der Gedanke nahe, den Fehler der Decke nachträglich richtigzustellen. Es geschah dies durch je vier Bügel in der in Abb. 102 skizzierten Anordnung, und ich habe die Sache, ehe ich den Auftrag zur Rekonstruktion erteilte, an einem Träger erprobt.



Abb. 103. (Siehe auch Abb. 50 u. 51.)

Die Bügel wurden mittels Schrauben so fest angezogen, daß der früher klaffende Riß bis auf eine Haarlinie sich schloß, und eine Belastung aufgebracht, die der doppelten Gesamtlast entspricht. Dieselbe ist in der folgenden Tabelle zusammengestellt.

Belastung in kg/m²	600	900	1200	1500	Entlastung sofort	Entlastung nach 12 Stunden
Widerlager . . .	0,0	0,1	0,3	0,4	0,0	0,0
Trägermitte . . .	1,8	3,7	5,2	7,0	2,0	1,2
Durchbiegung . .	1,8	3,6	4,9	6,6	2,0	1,2
Zunahme	1,8	1,8	1,3	1,7	—	—

Wie ersichtlich, war die Durchbiegungszunahme bei der doch gewiß hohen Belastung des ausgebesserten Trägers eine gleichmäßig ansteigende, eher ab- als zu

nehmende, sie war nicht nur insgesamt, sondern auch in ihrer bleibenden Größe hinreichend klein, um die Reparatur als gelungen bezeichnen zu können.

Dieselbe Erscheinung findet sich bei der Abb. 103 und zwar bei dem oberen Balken, wo die Leiter endet, bei welchem ein, die ganze Mitte durchsetzender horizontal klaffender Riß ersichtlich ist. Das Lichtbild ist aus dem Gebäude in Rochester, N. Y., entnommen und zwar aus dem nicht eingestürzten Teil.

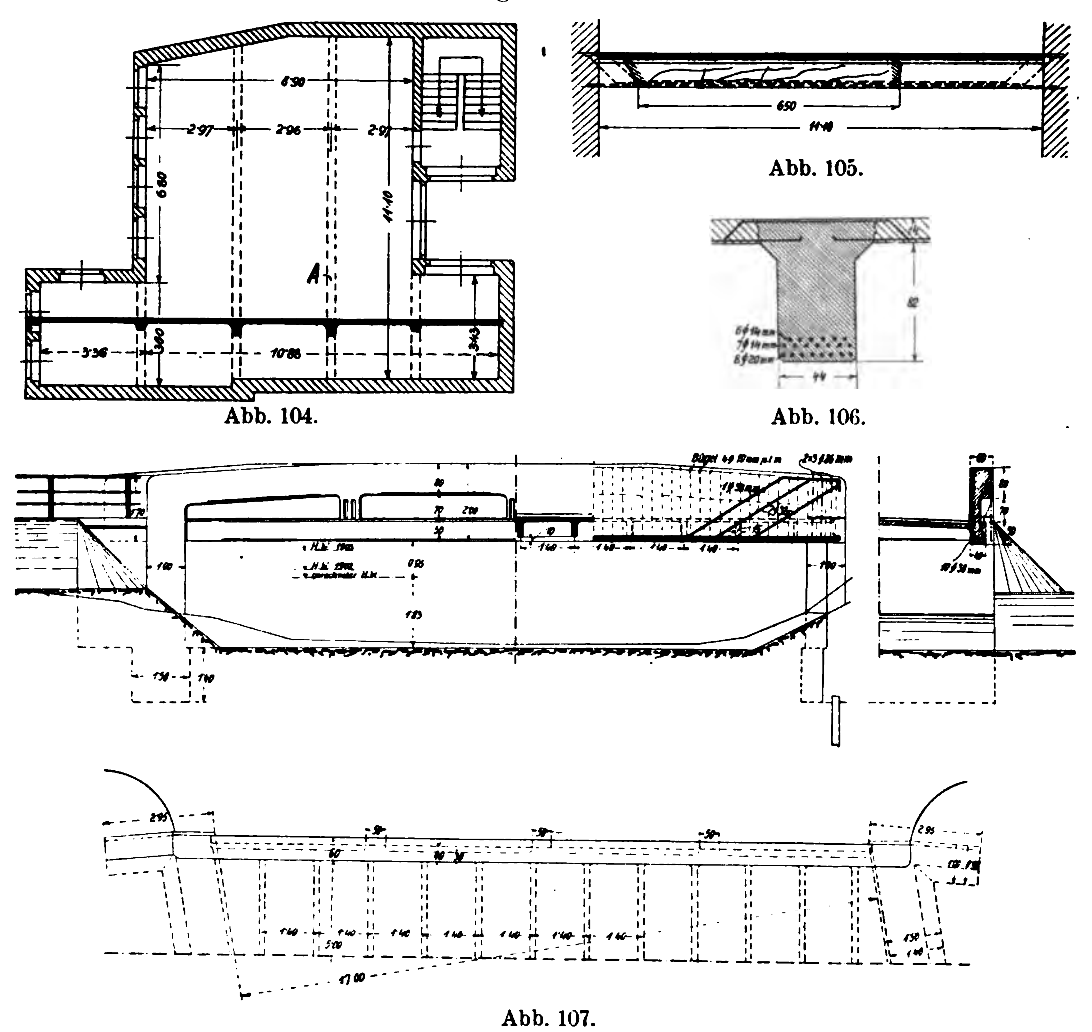


Abb. 104. Abb. 105. Abb. 106. Abb. 107.

Einen ähnlichen Fall beschreibt ein Ingenieur G. Dahlmann[1]), wobei der Träger Nr. A in dem Grundriß Abb. 104 die in der Abb. 105 angezeigten Risse aufwies. Derselbe wurde von ihm, da die übrigen Träger keine schlechten Anzeichen zeigten, in der in Abb. 106 dargestellten Weise herausgenommen und in der Einziehung von Bügeln neu einbetoniert. Eine ähnliche Konstruktion zur Behebung der mangelnden Scherfestigkeit wurde bei der in der Abb. 107 dargestellten Brücke vorgenommen.

Die in Rede stehende Brücke besitzt eine lichte Weite von 17 m gerade gemessen, der Neigungswinkel zwischen Brückenachse und Flußrichtung beträgt 12°. Die Fahrbahnbreite beträgt 5 m. Die übrige Konstruktion ist aus dem Plan ersichtlich, und

[1]) Zement und Beton 1907.

die Berechnung erfolgte für eine zufällige Belastung durch Lastwagen von 6 t Gesamtgewicht bezw. 400 kg für 1 m² Menschengedränge.

Die Armierung der Hauptträger für die Aufnahme der Zugkräfte besteht aus 10 R.-E. 38 mm in der aus dem Plan ersichtlichen und üblichen Anordnung. Außerdem sind diese Hauptträger im mittleren Drittel der Stützweite mit je 3, an den Enden mit je 4 Bügeln für 1 lfd. m von 10 mm-R.-E. versehen.

Die Beanspruchungen sind in allen Teilen die üblichen und zulässigen. Einem maximalen Moment von 16 mt entspricht $\sigma_b = 40$ kg/cm², $\sigma_e = 950$ kg/cm², Schubspannung τ über dem Auflager 4,5 kg/cm² ohne Rücksicht auf die Bügel.

Wie aus dem Plan ersichtlich ist, besitzt der Hauptträger einen Druckgurt von 60×80 cm, einen Steg von 30×70 cm und einen Zuggurt von 50×40 cm. Über dem 1 m langen Auflager jedoch ist die Breite des Trägers in der ganzen 2 m betragenden Höhe desselben 60 cm. Die Träger sind am Auflager durch Dachpappe vom letzteren isoliert, so daß sie sich dehnen können.

Die Tragkonstruktion wurde anfangs Oktober 1907 betoniert, und Ende Januar 1908 erfolgte die Ausschalung, jedoch unter Belassung des Mitteljochs der Rüstung. Ende März wurde auch das Mitteljoch entfernt.

Anfangs April, gelegentlich einer Revision der Brücke, wurden über den Auflagern bei drei derselben horizontale Risse bemerkt. Diese Risse zeigten sich im 60 cm breiten Steg über dem Zuggurt, waren wenig über 1 m lang, reichten also wenig über das 1 m lange Auflager in das Feld hinein und etwa bis zur ersten aufgebogenen Rundeisenstange der Zugarmierung.

Es muß hier erwähnt werden, daß die Tragkonstruktion nicht an einem Tage fertig betoniert werden konnte, sondern der obere Teil der Hauptträger samt etwa dem halben Steg nach einer Unterbrechung über Nacht am darauffolgenden Tag hergestellt wurde. Möglicherweise war durch eine Nachlässigkeit bei der Betonierung der neue Beton auf den 8 bis 10 Stunden alten nicht gut angebunden.

Die rechnungsmäßige Schubspannung in dem 60 cm breiten Steg über dem Auflager bei Vernachlässigung der Bügel beträgt $\tau = 4{,}5$ kg für 1 cm² und in dem darauffolgenden 30 cm breiten Steg der freien Spannweite $\tau = 8{,}5$ kg für 1 cm².

Unter der Annahme, daß der Beton, wenn einmal gerissen, keine Schubkräfte mehr aufzunehmen vermag, ist die Beanspruchung der Bügelquerschnitte von 8 R.-E. 10 mm am Auflager 3000 kg für 1 cm² auf Abscherung. Diese Beanspruchung kommt natürlich nicht durch Abscherung zum Ausdruck, weil sich die Bügel ein wenig verbiegen und die gesamten Schubkräfte durch die aufgebogenen 5 R.-E. 38 mm aufgenommen werden $\left(\frac{25{,}5 \text{ t}}{56{,}7 \text{ cm}^2} = 340 \text{ kg/cm}^2\right)$, sobald sich der Riß bis dorthin erstreckt.

Um sicher zu gehen, wurden im Steg über den Auflagern auf beiden Seiten neue Bügel vertikal eingezogen (Abb. 108), und zwar zwischen je 2 R.-E. 10 mm ein neues Rundeisen 26 mm, im ganzen 3 auf jeder Seite, also 6 Stück für 1 Auflager, und diese vertikalen Bügel beider Seiten mittels durch den Beton hindurchreichender 7 mm-R.-E. miteinander verbunden.

Die aufzunehmende Querkraft beträgt 25,5 t;

das entspricht $\frac{25{,}5}{700} = 37$ cm² Eisenquerschnitt

8 R.-E. 10 mm = 6,8 „ „

bleiben rund 30 cm² „

30 cm² = 6 R.-E. 26 mm.

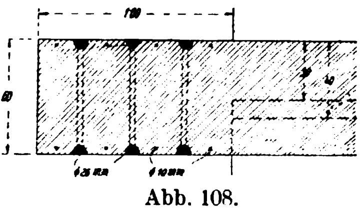


Abb. 108.

Der Effekt war ein vollkommener, denn die im Juni 1908 vorgenommene amtliche Belastungsprobe ergab bei Vollbelastung der Brücke eine maximale Durchbiegung des Hauptträgers in der Mitte von 0,9 mm $\left(\frac{1}{20000}\right)$ und hiervon nach 2 Stunden langer Entlastung 0,3 mm bleibend, wobei nirgends, auch nicht an den rekonstruierten Teilen, die geringste Rißbildung eintrat.

Wir lassen als Ergänzung des Gesagten das Protokoll der Belastungsprobe folgen. Es lautet unter Hinweglassung aller Namen:

Nach Besichtigung der ausgeführten Tragkonstruktion der Brücke und Vornahme einiger Stichmaße wurde festgestellt, daß die ausgeführten Brückenarbeiten genau nach dem vorgelegten Projekt ausgeführt wurden.

Über das Projekt hinaus wurden seitens der Betonbauunternehmung die Außenflächen der Hauptträger (Druckgurt) etwas architektonisch verziert, weil die Brücke nach der planmäßigen Ausführung ein zu schwerfälliges Aussehen hatte.

Nach Feststellung des vorn angeführten Sachverhalts wurde zur Belastungsprobe geschritten und dieselbe in nachstehender Weise durchgeführt.

Es wurden unter der Mitte der Hauptträger, weiter unter der Mitte der zwei mittleren Querträger und in der Mitte der zwischen den letzteren befindlichen Brückenplatte im ganzen 5 Stück Biegungsmesser aufgestellt (Abb. 108). Hierauf wurde die Pferdewalze, deren Gewicht mit 3700 kg festgestellt wurde, über den Querträger I, dann über die Mitte der Brückenplatte, weiter über den Querträger II gestellt und wurde zum Schluß mit der Pferdewalze über die Brückenfahrbahn gefahren.

Hierbei ergaben sich folgende Durchbiegungen der Hauptträger, Querträger und der Brückenplatte in mm:

Biegungs-messer	Bei Stellung der Walze			Maximum bei rollender Walze	Eine Stunde nach Entlastung
	über Querträger I	über Mitte der Brückenplatte	über Querträger II		
1	0,2	0,2	0,2	0,2	0,1
2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,0
3	0,6	0,8	0,7	0,6	0,1
4	0,8	0,7	0,6	0,8	0,0
5	0,6	0,7	0,8	0,8	0,0

Für die Belastung der Hauptträger wurde Schlägelschotter, dessen Raumgewicht mit 1625 kg für 1 m³ festgestellt wurde, benutzt und die Brückenfahrbahn entsprechend der vorgeschriebenen Nutzlast von 400 kg für 1 m² 0,246 m hoch mit diesem Schotter bedeckt. Es ergaben sich folgende Durchbiegungen in mm:

Biegungs-messer	Bei Vollbelastung	Stunden nach Entlastung
1	0,9	0,3
2	0,9	0,2
3	1,1	0,0
4	0,2	0,2
5	0,4	0,0

Bemerkt wird, daß die vorgenannten Belastungen bei der Brückenplatte, den Querträgern und Hauptträgern die vorgeschriebenen Maximalmomente etwas überschritten.

Es ergibt sich daher bei ruhender Last die gemessene elastische Durchbiegung für die Brückenplatte mit 0,1 mm, für die Querträger eine solche von 0,6 mm und für die Hauptträger eine solche von 0,9 mm.

Diese elastischen Durchbiegungen sind nach Entlastung der betreffenden Konstruktionsglieder entweder ganz zurückgegangen oder die bleibenden Durchbiegungen sind ganz geringfügig (0.3 mm) gewesen.

Bei dem günstigen Ergebnisse der durchgeführten Belastungsprobe und der soliden Ausführung der Brückenkonstruktion wird letztere anstandslos übernommen und die Brücke dem öffentlichen Verkehr übergeben.

Einen häufigen Fall mangelhafter Anordnung zeigt uns die Abb. 109. Sie stellt eine über mehrere Felder kontinuierlich durchlaufende Traverse dar, bei der zwischen jeder Säule und an zwei Zwischenstellen Querträger angeordnet waren. Die Traverse zeigt zwei große Fehler. Dieselbe war kontinuierlich gerechnet, besaß aber keine derartige Bewehrung, um die Kontinuität aufrecht zu erhalten. Weiter war für eine Spannweite von 4,6 m R.-E. 25 mm zur Aufnahme der Zugspannungen gewählt worden, also ein mit bezug auf die Haftfestigkeit viel zu großer Durchmesser. Es fehlte also am Übergriff, an den Haken und am Umfang. Die Folge war, daß die negativen Momente die Eisen aus den Säulen herauszogen und den angezeigten Sprung verursachten. Die Rekonstruktion ist durch strichpunktierte Linien angedeutet.

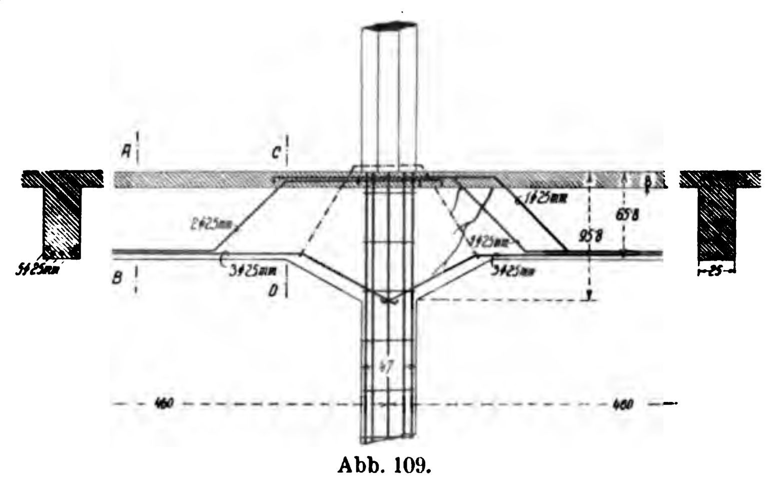


Abb. 109.

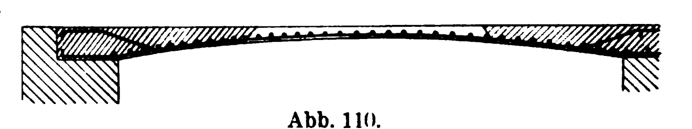


Abb. 110.

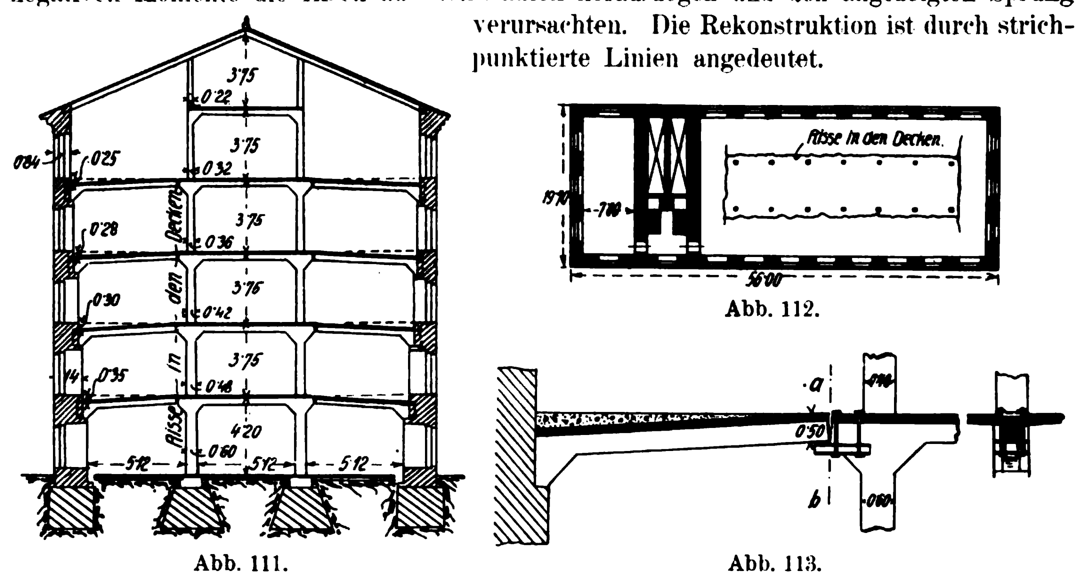


Abb. 111.

Abb. 112.

Abb. 113.

Man kann auch in einem Eisenbetonträger einen neuen Druckgurt einsetzen (Abb. 110). Der alte Beton wurde herausgestemmt, an den Enden keilförmig abgeschlossen

und der ganze Mittelteil frisch einbetoniert. Die Belastung ergab eine größere bleibende Durchbiegung, sonst aber zufriedenstellende Resultate.

Einen ganz verzweifelten Fall der Senkung von Außenmauern zeigt uns die Abb. 111, der sich 1906 in der Mühle des Herrn Fuchsmann in Tomsk zugetragen hat. Die Senkung hatte zur Folge, daß die im Grundriß (Abb. 112) dargestellte Zerstörung der Decke eintrat, wobei ein durchlaufender Sprung in der dort ersichtlichen viereckigen Form sich zeigte. Die Abb. 113 zeigt die angewandte Form der Rekonstruktion. Dieselbe bestand in einer Ausgleichung des Deckenniveaus und einer konsolartigen Versicherung gegen Abscherung.

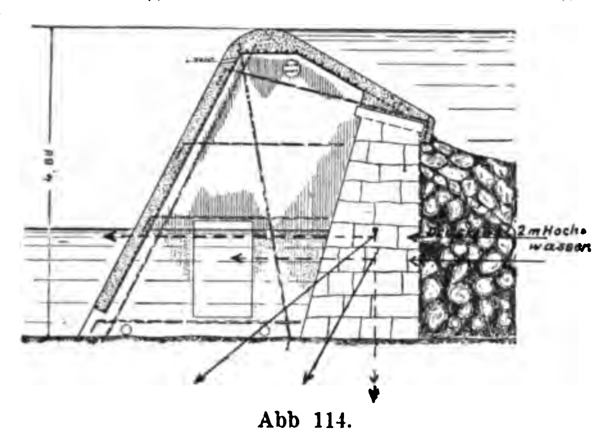


Abb 114.

c) Mauern.

Der Eisenbeton eignet sich sehr wohl zur Ausführung von Erhöhungen bei Mauern oder Staumauern, wie dies die Abb. 114 zeigt, die das Wehr in Danville, Ky[1]) darstellt.

Ein anderer Fall einer nachträglichen Verstärkung ist der folgende. Die Abb. 115



Abb. 115.



Abb. 116.

zeigt ein Fabrikreservoir von 8000 m³. Dasselbe erwies sich nach Einfüllen als zu schwach. Es hatte eine Fläche von 2000 m² und sollte 4 m hoch angefüllt werden, wobei nur 1 m unter Terrain gelegen war. Man versuchte nun, den Inhalt des Reservoirs nicht zu verderben, dasselbe zunächst provisorisch zu stützen (Abb. 116), was nur an drei Seiten nötig war, da die vierte an ein Gebäude grenzte. Später wurden die Mauern durch eine Verbreiterung verstärkt, die in der Breite der ursprünglichen Pfeiler durchgeführt wurde. Die alte Mauer blieb erhalten und wurde nur auf eine Tiefe von 50 cm



Abb. 117.

[1]) Beton u. Eisen 1905, Heft III, S. 59.

abgetragen (Abb. 117). Der ursprüngliche Bau verlangte 114 000 kg Zement, 600 kg R.-E. 6 mm und 800 m³ Sand und Schotter. Seine Kosten betrugen 26 100 Mark. Die Rekonstruktion erforderte 10 000 kg Zement, 850 kg R.-E. 39 mm und 505 m³ Sand und Schotter von einem Kostenbetrag von 2040 Mark, eine gewiß recht niedrige Ziffer.

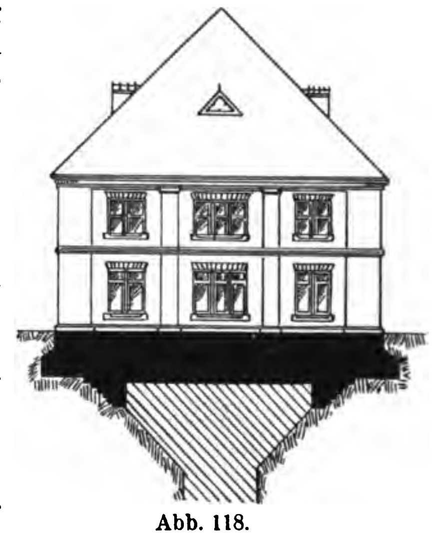


Abb. 118.

d) Fundamente.

Auf dieses Thema hier näher einzugehen, könnte füglich unter Hinweis auf den III. Band, 1. Teil, Kapitel „Grundbau" unterbleiben. Es sei jedoch hervorgehoben, daß auch Eisenbeton sich zu Rekonstruktionen eignet, wobei der Vorgang gewöhnlich ein derartiger ist, daß ein Eisenrost eingeschoben und dann mit dem alten Mauerwerksteil entsprechend verbunden einbetoniert wird. Siehe hierzu die Mauern des Wasserwerks von Kansas, (Band III/1, S. 156 des Handbuches für Eisenbetonbau), sowie die Unterfangung des Regierungshauses in Boston durch einen Eisenbetonträger oberhalb der Untergrundbahn (Beton u. Eisen 1905, Heft VII, S. 163).

Einen weiteren Fall dieser Art zeigen uns die Abb. 118 bis 120. Dieselben stellen die Unterfangung der einen Front eines Pumpenhauses dar, durch einen 30 m langen Eisenbetonträger. Die Abb. 119 zeigt die Situation und den Anschluß an das stehengebliebene alte Gebäude. Durch einen Schaden an der Leitung mußte ein tiefer Schlitz unterhalb der Mauer bis zu dem innerhalb des Gebäudes befindlichen Brunnens hergestellt werden. Die Einzelheiten des Trägers der beiderseits auf gewachsenem Boden aufruht und den wieder zugefüllten Einschnitt überbrückt, zeigt die Abb. 119.

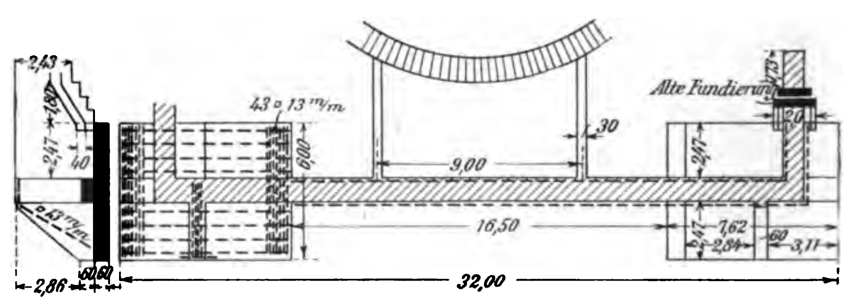


Abb. 119.

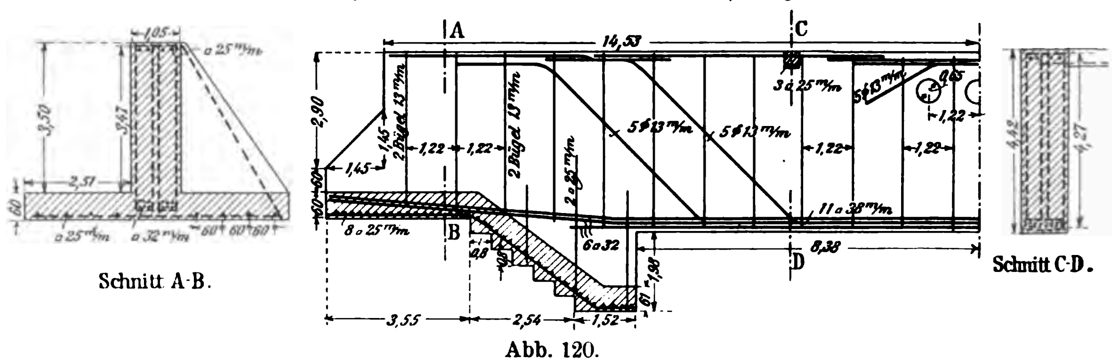


Abb. 120.

Nachwort.

Nachdem ich durch die Herausgabe des III. Bandes, 1. Teil im Frühjahr 1907 mit dem Kapitel über Grundbau das Erscheinen des vorliegenden Handbuches eingeleitet hatte, schließe ich nach zweijähriger Arbeit mit dem vorstehenden Kapitel XIII dieses Werk ab, das sich im Verlauf der Drucklegung viel umfangreicher gestaltet hat, als es ursprünglich geplant war.

Nach den bisher erschienenen Besprechungen zu urteilen, darf ich wohl mit Befriedigung hervorheben, daß das in der Einleitung gesteckte Ziel so weit erreicht worden ist, als es die Verhältnisse gestattet haben. Ich möchte besonders feststellen, daß es gelungen ist, etwas mehr zu schaffen, als dies ein Einzelner durch eifriges Studium der Literatur und Besuch bei befreundeten Konstruktionsbureaus zu leisten imstande wäre. Durch Heranziehung einer Reihe von ersten Spezialisten für die einzelnen Kapitel dieses weiten Gebietes wurden Erfahrungsquellen erschlossen, wie sie dem einzelnen Fachmann kaum zu Gebote stehen, und welche diejenigen, die vielleicht über ähnliche verfügen könnten, der Öffentlichkeit preiszugeben wenig geneigt sind. In dieser zusammenfassenden Tätigkeit sehe ich den Haupterfolg dieses Werkes, und sein größter Fehler liegt bei der raschen Entwicklung der Bauweise in der Zeitdauer, die es zu seiner Herstellung nötig hatte. Damit kann der Umstand versöhnen, daß diese Neuerungen fortlaufend in der Zeitschrift „Beton u. Eisen“ Berücksichtigung finden, bis der Zeitpunkt zu einer Neuauflage des betreffenden Bandes gegeben erscheint, der für Band III/1 nahe bevorsteht.

Wien, im März 1909.

Dr. Ing. Fritz v. Emperger.

Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW.

